



Escola Tècnica Superior d'Enginyers  
de Camins, Canals i Ports de Barcelona

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

## TESINA D'ESPECIALITAT

### Títol

**ANÀLISI DE L'OPTIMITZACIÓ ECONÒMICA  
EN LA UTILITZACIÓ DE FORMIGONS D'ALTA  
RESISTÈNCIA EN PILARS SOL·LICITATS A  
COMPRESSIÓ SIMPLE I COMPOSTA**

### Autor

**SEBASTIÀ VILLENA NICOLAU**

### Tutor

**ANTONIO AGUADO DE CEA**

### Departament

**ENGINYERIA DE LA CONSTRUCCIÓ**

### Intensificació

### Data

**OCTUBRE 2009**



**E.T.S. D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS DE BARCELONA**

---

TUTOR: ANTONIO AGUADO DE CEA

**TESINA D'ESPECIALITAT**

**ANÀLISI DE L'OPTIMITZACIÓ ECONÒMICA  
EN LA UTILITZACIÓ DE FORMIGONS D'ALTA  
RESISTÈNCIA EN PILARS SOL·LICITATS A  
COMPRESSIÓ SIMPLE I COMPOSTA**

CODI: 706-TES-CA-3622

OCTUBRE 2009

**ALUMNE REDACTOR DEL TREBALL**

---

SEBASTIÀ VILLENA NICOLAU



## AGRAÏMENTS

*Vull mostrar el meu agraïment a la meva família, na Núria i en Joaquim, que durant aquests darrers nou anys, m'han obsequiat amb tot el suport i el coratge per a poder acabar aquests estudis d'Enginyeria de Camins i, sobretot, en aquesta empenta final.*



*També vull donar les gràcies al Professor Antonio Aguado, per la  
paciència i el suport que m'ha atorgat en aquests últims  
anys i en l'elaboració d'aquest treball.*



## **Anàlisi de l'optimització econòmica en la utilització de formigons d'alta resistència en pilars sol·licitats a compressió simple i composta.**

Autor: Sebastià Villena Nicolau

Tutor: Antonio Aguado de Cea

Des de fa unes quantes dècades ha anat creixent notablement l'interès en la utilització dels formigons d'alta resistència, amb resistències per sobre dels 50 MPa, tant en estructures d'enginyeria civil (ponts, estructures marítimes,...) però, sobretot, en el món de l'edificació i amb la finalitat d'assolir estructures més altes, amb suports més esvelts, amb quanties d'armadures inferiors i, en definitiva, amb l'objectiu de reduir els costos de construcció i d'execució de les estructures. Els formigons d'alta resistència ofereixen avantatges en quant a reducció de terminis de desencofrat, rigidesa, durabilitat, economia, superfície útil, etc. i suposen, a més, una efectiva competència a les estructures d'acer, sobretot en l'estabilitat global de l'estructura en cas d'incendi.

En el cas concret que s'analitza en aquest treball, és a dir, la construcció d'estructures a base de pilars amb formigó d'alta resistència i de forjats amb formigó convencional, es pretén justificar l'estalvi econòmic en el cost d'execució de l'estructura, comparant-lo amb el cas més quotidià d'utilització d'un formigó convencional amb un mateixa resistència tant per als pilars com per als forjats i les bigues. Amb aquesta solució s'aconsegueix en reduir les seccions dels pilars i, per tant, les càrregues transmeses a les cimentacions.

L'actual normativa vigent, EHE-08, no discrimina la utilització d'aquests formigons i els equipara i assumeix dins de l'àmbit d'utilització com a qualsevol altre formigó. Aquesta circumstància pot ajudar a estendre dins de l'estàtic món de la construcció la utilització d'aquest tipus de formigó d'alta resistència, sobretot en la branca de l'edificació.

L'objecte d'aquest treball és trobar una justificació quantitativa de l'optimització econòmica en la utilització d'aquests formigons en suports verticals sotmesos a compressió simple o composta, a partir de fórmules i taules senzilles que pretenen orientar al projectista a l'hora de triar els materials per a la seva estructura.

El treball es desenvolupa en diverses parts. En la primera, que conté els capítols 1 i 2, es porta a terme un estudi de les característiques bàsiques del formigó d'alta resistència i s'estableixen les bases de càlcul i els criteris que regeixen aquest tipus de material.

En la segona part, s'indica el procediment de càlcul utilitzat, es presenta una estructura tipus que ens servirà de model per a l'avaluació de l'estat de càrregues i s'estableix un mètode pràctic de càlcul dels esforços a què estarà sotmès el pilar objecte d'anàlisi. Aquest estat de càrregues ens servirà per a l'avaluació del pilar amb dues resistències del formigó; una amb un formigó convencional i l'altra amb un formigó d'alta resistència.

Finalment, en la tercera part es presenten els resultats obtinguts del càlcul de l'estructura i es realitza una valoració econòmica en quant a les quanties de materials (formigó, acer i encofrat dels pilars), a partir de l'aplicació de preus reals del mercat actual extrets de diferents enquestes realitzades a plantes i magatzems locals i que queden justificats en aquest treball.





### **Analysis of the economical optimization in the utilization of high strength concrete in pillars requested to simple and compound compression.**

Author: Sebastià Villena Nicolau

Tutor: Antonio Aguado de Cea

Since a few decades ago the interest in the utilization of the high strength concrete has kept on growing notably, with resistances above the 50 MPa, so many in structures of civil engineering (bridges, sea structures,...), but in the world of the construction and in order to attain structure higher, with more slender supports, with amounts of inferior armors and, in short, with the goal to reduce the costs of construction and of execution of the structures. The high strength concrete offers advantages in when to reduction in dismantle time, rigidity, durability, economics, useful surface, etc. and it suppose, moreover, an effective competence on steel structures, about everything in the case to the global stability of the structure in the event of fire.

In the concrete case that this work analyses, that is to say, building structures to base of pillars with high strength concrete and of ceiling with conventional concrete, pretends justify the economic saving in the cost of the execution of the structure, comparing it with the more normal case of build a structure with the same resistance so much for the pillars and for the ceiling and beams. With this solution it achieves to reduce the sections of the pillars and, therefore, the loads transmitted to the foundations.

The current valid regulation, EHE-08, doesn't distinguish the utilization from this concrete and compares them and assumes in the area of utilization as any other concrete. This circumstance can help to spreading in the static world of the construction the utilization of this type of high strength concrete, about everything the branch of the construction.

The object of this work is to find a quantitative justification for the economical optimization in the utilization of these concretes in vertical supports subjected to simple or compound compression, from formulas and simple tables that pretend drive to the technical to choose the materials for him structure.

The work develops in some parts. In the first, that contains the chapters 1 and 2, carries out a study of the basic characteristics of the high strength concrete and establish the calculation bases and criteria that mains this kind of material.

In the second part the chapter 3 indicates the calculation method used, presents one structures type that will serve us as model for the evaluation of the loads state and establish a practical calculation method of the efforts that will be subjected the analyzed pillar. This loads state will serve us for the evaluation of the pillar with two concrete resistances; one with a conventional concrete and the other with a high strength concrete.

In the last third part is presented the results obtained of the calculation of the structure and it realizes an economical assessment of to the quantities of material (concrete, steel and formwork of the pillars), with the application of current market real prices extracted of different surveys realized to factories and local warehouses, justified in this work.



# ÍNDIX GENERAL

---

<b>1. OBJECTE I METODOLOGIA</b>	<b>1</b>
1.1. ANTECEDENTS	1
1.2. OBJECTE DE L'ESTUDI	2
1.3. CONSIDERACIONS PRÈVIES	3
1.4. ANÀLISI ECONÒMICA	4
<b>2. BASES DE CàLCUL PER A FORMIGONS D'ALTA RESISTÈNCIA</b>	<b>7</b>
2.1. ABAST DEL MATERIAL	7
2.2. DIAGRAMA TENSIÓ-DEFORMACIÓ DEL HAR	8
2.3. COMPORTAMENT REOLÒGIC DEL HAR	10
2.4. MÒDUL DE DEFORMACIÓ LONGITUDINAL DEL FORMIGÓ	11
2.5. RESISTÈNCIA A TRACCIÓ	11
2.6. ESTATS LÍMITS ÚLTIMS	12
2.6.1. ESTAT LÍMIT D'ESGOTAMENT PER TENSIONS NORMALS	12
2.6.1.1. QUANTIA MÍNIMA D'ARMADURA	12
2.6.1.2. DUCTILITAT	12
2.6.2. ESTAT LÍMIT DE VINCLAMENT	13
2.6.3. ESTAT LÍMIT D'ESGOTAMENT ENFRONT DE TALLANT	14
2.6.3.1. ARMADURA MÍNIMA A TALLANT	15
2.6.4. ESTAT LÍMIT DE FATIGA	16
2.7. ESTATS LÍMITS DE SERVEI	16
2.7.1. ESTAT LÍMIT DE FISSURACIÓ	16
2.7.2. ESTAT LÍMIT DE DEFORMACIÓ	17
2.7.2.1. DEFORMACIÓ INSTANTÀNIA	17
2.7.2.2. DEFORMACIÓ DIFERIDA	17
2.8. ADHERÈNCIA I ANCORATGE	18
2.9. CONSIDERACIONS I HIPÒTESIS GENERALS	19
<b>3. PROCEDIMENT DE CàLCUL</b>	<b>23</b>
3.1. JUSTIFICACIÓ DE LA UTILITZACIÓ DELS HAR	23
3.2. DEFINICIÓ GEOMÈTRICA	24
3.3. DEFINICIÓ DE LES CÀRREGUES	27
3.4. MÈTODE PRÀCTIC PER AL CàLCUL DE PÒRTICS MÚLTIPLES	31

3.5.	PREDIMENSIONAT DELS ELEMENTS ESTRUCTURALS	33
3.6.	MOMENTS ELÀSTICS EN NUS ENTREMIG	34
3.7.	RECOBRIMENT DE LES ARMADURES	36
3.8.	DIMENSIONAMENT A COMPRESSIÓ COMPOSTA	38
3.9.	CÀLCUL DE LES LONGITUDS D'ANCORATGE	40
3.10.	CÀLCUL DE LES ARMADURES TRANSVERSALS	41
3.11.	DIMENSIONAMENT DEL PILAR S AMB FORMIGÓ HA-25	43
<b>4.</b>	<b>ESTUDI ECONÒMIC</b>	<b>47</b>
4.1.	VALORACIÓ ECONÒMICA	47
4.2.	REPERCUSSIÓ PER SUPERFÍCIE	50
<b>5.</b>	<b>CONCLUSIONS</b>	<b>55</b>
<b>ANNEX 1. ARMADURA DEL PILAR S, AMB FORMIGÓ HA/HAR-60</b>		<b>57</b>
<b>ANNEX 2. ARMADURA DEL PILAR S, AMB FORMIGÓ HA-25</b>		<b>65</b>
<b>ANNEX 3. PLANTES DE FORMIGÓ DEL GIRONÈS</b>		<b>73</b>
<b>ANNEX 4. JUSTIFICACIÓ DE PREUS</b>		<b>77</b>
<b>REFERÈNCIES</b>		<b>81</b>

# ÍNDIX DE FIGURES I TAULES

---

## ÍNDIX DE FIGURES

### 1. OBJECTE I METODOLOGIA

Fig. 1.1: Detall de nus confinat entre pilar i forjat.

### 2. BASES DE CàLCUL PER A FORMIGONS D'ALTA RESISTÈNCIA

Fig. 2.1: Diagrama tensió-deformació de Popovics.

Fig. 2.2: Diagrama tensió deformació de Sargin.

Fig. 2.3: Diagrama de càlcul paràbola-rectangle.

Fig. 2.4: Diagrama de càlcul rectangular.

Fig. 2.5: Secció sotmesa a flexocompressió.

### 3. PROCEDIMENT DE CàLCUL

Fig. 3.1: Planta tipus forjat unidireccional.

Fig. 3.2: Secció transversal de l'estructura model.

Fig. 3.3: Perspectiva isomètrica de l'estructura model.

Fig. 3.4: Moments en nus en tram entremig.

Fig. 3.5: Secció sotmesa a una càrrega normal  $N_d$  i disposició simètrica de l'armadura a 4 cares.

Fig. 3.6: Separació màxima dels estreps en els extrems del pilar.

### 4. ESTUDI ECONÒMIC

Fig. 4.1: Gràfic comparatiu dels volums de formigó per plantes, segons el formigó.

Fig. 4.2: Gràfic comparatiu de les quanties d'armadura per plantes, segons el formigó.

Fig. 4.3: Gràfic comparatiu de les seccions dels pilars per plantes, segons el formigó.

## ANNEX 3. PLANTES DE FORMIGÓ DEL GIRONÈS

Fig. A3.1: Mapa del Gironès, amb situació de les principals plantes de formigó.

## ÍNDIX DE TAULES

### 2. BASES DE CàLCUL PER A FORMIGONS D'ALTA RESISTÈNCIA

Taula I: Valors de profunditat de la fibra neutra, en funció de  $n_p$ .

### 3. PROCEDIMENT DE CàLCUL

Taula I: Valors de profunditat de la fibra neutra, en funció de  $n_p$ .

Taula II: Pes propi dels forjats unidireccionals encofrats "in situ", en funció del cantell i del tipus de càrrega.

Taula III: Llums entre pilars, segons variables X i Y.

Taula IV: Àrea d'influència  $SI$  de cada pilar, segons variables X i Y.

Taula V: Estat de càrregues parcials i totals.

Taula VI: Estat de càrregues majorades.

Taula VII: Càrregues normals i repartides de càlcul segons la superfície d'incidència del pilar i la biga.

Taula VIII: Càrregues totals per pilar i per planta.

Taula IX: Característiques mecàniques dels formigons.

Taula X: Predimensionat dels pilars per plantes.

Taula XI: Predimensionat de l'amplada de la jàssera.

Taula XII: Rigideses  $k_i$  relatives de les barres per al nus entremig.

Taula XIII: Coeficient de repartiment  $K_i$  per al nus entremig.

Taula XIV: Moments d'empotrament perfecte per al nus entremig.

Taula XV: Moments d'empotrament elàstic per al nus entremig.

Taula XVI: Dades representatives del pilar  $S$ , a les plantes últimes P10 i P9.

Taula XVII: Dades representatives del pilar  $S$ , a les plantes últimes S1 i S2.

Taula XVIII: Justificació del recobriment nominal.

Taula XIX: Justificació del recobriment mecànic.

Taula XX: Resum de quanties d'armadura d'acer en el pilar  $S$  per plantes.

Taula XXI: Diàmetre armadura transversal i separació entre estreps.

Taula XXII: Pes de l'armadura transversal del pilar  $S$  per plantes.

Taula XXIII: Moments d'empotrament elàstic per al nus entremig.

Taula XXIV: Resum quanties d'armadura d'acer en el pilar  $S$  per plantes.

Taula XXV: Justificació del recobriment nominal.

Taula XXVI: Longitud d'ancoratge, segons el diàmetre de la barra.

Taula XXVII: Pes de l'armadura transversal del pilar  $S$  per plantes.

#### 4. ESTUDI ECONÒMIC

Taula XXVIII: Quanties totals de materials per al pilar  $S$ , amb formigó HA/HAR-60.

Taula XXIX: Repercussió del cost per  $m^2$  per al pilar  $S$ , amb formigó HA/HAR-60.

Taula XXX: Quanties totals de material per al pilar  $S$ , amb formigó HA-25.

Taula XXXI: Repercussió del cost per  $m^2$  per al pilar  $S$ , amb formigó HA-25.

Taula XXXII: Superfície ocupada pel pilar  $S$  i per planta, segons el formigó.

#### ANNEX 1. ARMADURA DEL PILAR $S$ , AMB FORMIGÓ HA/HAR-60

Taula A1. I: Càlcul armadura pilar  $S$ , planta P10.

Taula A1. II: Càlcul armadura pilar  $S$ , planta P9.

Taula A1. III: Càlcul armadura pilar  $S$ , planta P8.

Taula A1. IV: Càlcul armadura pilar  $S$ , planta P7.

Taula A1. V: Càlcul armadura pilar  $S$ , planta P6.

Taula A1. VI: Càlcul armadura pilar  $S$ , planta P5.

Taula A1. VII: Càlcul armadura pilar  $S$ , planta P4.

Taula A1. VIII: Càlcul armadura pilar  $S$ , planta P3.

Taula A1. IX: Càlcul armadura pilar  $S$ , planta P2.

Taula A1. X: Càlcul armadura pilar  $S$ , planta P1.

Taula A1. XI: Càlcul armadura pilar  $S$ , planta PB.

Taula A1. XII: Càlcul armadura pilar  $S$ , planta S1.

Taula A1. XIII: Càlcul armadura pilar  $S$ , planta S2.

## ANNEX 2. ARMADURA DEL PILAR S, AMB FORMIGÓ HA-25

- Taula A2. I: Càlcul armadura pilar S, planta P10.
- Taula A2. II: Càlcul armadura pilar S, planta P9.
- Taula A2. III: Càlcul armadura pilar S, planta P8.
- Taula A2. VI: Càlcul armadura pilar S, planta P7.
- Taula A2. V: Càlcul armadura pilar S, planta P6.
- Taula A2. VI: Càlcul armadura pilar S, planta P5.
- Taula A2. VII: Càlcul armadura pilar S, planta P4.
- Taula A2. VIII: Càlcul armadura pilar S, planta P3.
- Taula A2. IX: Càlcul armadura pilar S, planta P2.
- Taula A2. X: Càlcul armadura pilar S, planta P1.
- Taula A2. XI: Càlcul armadura pilar S, planta PB.
- Taula A2. XII: Càlcul armadura pilar S, planta S1.
- Taula A2. XIII: Càlcul armadura pilar S, planta S2.

## ANNEX 3. PLANTES DE FORMIGÓ DEL GIRONÈS

- Taula A3. I: Preus mitjans del formigó a la comarca del Gironès.





## **1. OBJECTE I METODOLOGIA**

### **1.1. ANTECEDENTS**

La utilització estandarditzada dels formigons d'alta resistència (HAR) en elements sol·licitats essencialment a compressió, com és el cas dels pilars, representa l'exponent més idoni de l'ús d'aquests materials en el camp de l'edificació. La necessitat de dissenyar estructures per a edificis de gran alçada a causa, entre d'altres, de l'augment del preu del sòl, la possibilitat d'aconseguir majors llums entre suports, la conseqüent reducció del pes propi del conjunt de l'estructura i la facilitat d'abocament que en el cas d'utilització de formigons convencionals (HC), són alguns dels factors que afavoreixen la utilització dels formigons d'alta resistència en les actuals estructures per a l'edificació.

A diferència de com ocorria en l'anterior normativa [1], la vigent Instrucció de Formigó Estructural [2] amplia el camp d'aplicació als formigons d'alta resistència i els incorpora com a formigons de comú utilització, sempre tenint en compte les singularitats d'aquests formigons en quant als materials de composició, el càlcul, el

control i l'execució. La pròpia Instrucció [2] denomina els formigons d'alta resistència als formigons amb resistència característica de projecte  $f_{ck}$  superior a 50 N/mm<sup>2</sup>.

Com a conseqüència de la recent incorporació en la vigent Instrucció [2] i la seva creixent incorporació, alguns dels principis que regeixen i condicionen el comportament d'aquests formigons no són del tot coneguts en la seva totalitat. Existeixen certes propietats físico-mecàniques entre els formigons d'altres resistències i els convencionals que influeixen en el comportament estructural i que requereixen tractament diferencial pel que fa al càlcul i projecte de l'estructura i dels seus detalls constructius.

En general, els HAR milloren les prestacions estructurals proporcionant, com és obvi, major resistència a flexocompressió dels elements, però també major rigidesa, major control de la fissuració i menors deformacions diferides. Les quanties mínimes de resistència a flexió i a tallant es veuen afectades a la baixa.

Els formigons d'alta resistència es diferencien fonamentalment dels formigons convencionals en la utilització de relacions aigua/ciment molt baixes ( $a/c < 0,35$ ), alt contingut de ciment (normalment superior a 500 kg/m<sup>3</sup>), utilització d'additius súper plastificants i addició de fum de silici en continguts inferiors al 15 per 100 per a resistències superiors a 70 Mpa.

En relació a les propietats dels formigons d'alta resistència, les diferències més destacades es troben en la resistència a tracció i en el mòdul d'elasticitat que, en relació amb la compressió, són menors que els d'un formigó convencional. Així mateix, són notables les diferències en la retracció i la fluència, fenòmens que difereixen substancialment en el seu comportament i el seu desenvolupament temporal.

La valoració objectiva de la incidència econòmica que implica l'ús dels formigons d'altres resistències és una operació complexa, a causa de l'elevat nombre de variables que cal analitzar. Es tracta d'establir uns criteris de comparació assumibles des d'un punt de vista fonamentalment tècnic i referents al camp de l'edificació.

## 1.2. OBJECTE DE L'ESTUDI

En aquest estudi es pretén realitzar una anàlisi per a la justificació del cost econòmic de la utilització dels formigons d'alta resistència en un element estructural de formigó armat sol·licitat a compressió simple o composta, i amb l'objectiu d'aconseguir seccions més reduïdes dels elements portants, majors llums entre els pilars i, en conseqüència, major superfície útil interior de les plantes dels edificis per tal de contrapesar el major cost del material formigó en el cas d'utilitzar formigó d'alta resistència.

Mitjançant la utilització d'una sèrie de taules i fórmules senzilles es pretén orientar al projectista a l'hora de triar la secció que s'adequa més a la seva estructura. En funció de la resistència del formigó, de les dimensions geomètriques de l'element i de la quantia

d'acer podem definir diferents seccions que responguin a les necessitats del nostre element en funció del cost global de l'estructura.

Amb tot, es dona resposta als beneficis derivats de l'ús dels formigons d'alta resistència i l'avantatge que suposa reduir les seccions a l'hora d'augmentar la superfície útil de l'edifici en contraposició a l'increment de costos que es produeixen en els processos de fabricació i de control de qualitat del formigó.

### 1.3. CONSIDERACIONS PRÈVIES

En l'elaboració del present treball s'han tingut en compte les següents consideracions:

- Consideració íntegra de la vigent normativa [2] per a la definició geomètrica de les seccions dels pilars. Es limitarà l'estudi a seccions de tipus rectangulars de dimensions des de 300 mm amb increments de 50 mm per costat fins a un màxim de 650 mm.
- L'armadura serà d'acer corrugat adequat per a l'edificació i de qualitat B-500 SD, per compatibilitat de deformacions.
- Les càrregues aplicades es consideren normals a la secció i donen lloc a una compressió simple o composta.
- Les disposicions de l'armadura i la forma dels estreps serà la clàssica per a pilars, tal com es descriu en [3].
- Les seccions es consideren simètriques en la seva forma i disposició de l'armadura, per evitar errors en l'execució.
- Segons la vigent Instrucció [2], l'estructura obeeix a la teoria general de la flexió, és a dir, són d'aplicació les hipòtesis de Bernouilli-Navier, denominades regions B i que corresponen al 95% dels casos típics en estructures d'edificació.
- Els preus considerats en aquest estudi fan referència a la província de Girona. Per a d'altres comarques o províncies, caldrà tenir en compte les tarifes dels subministradors de la comarca en qüestió.
- Segons [4], és convenient limitar la diferència de resistències del formigó entre pilars i forjats al valor límit d' 1,50. Es considera que per sobre d'aquest valor, la resistència del formigó dels pilars comença a ser desaprofitada per la minoració de resistència que experimenta el formigó del forjat dins del nus. A aquests efectes, s'estan redactant estudis i treballs per resoldre aquest inconvenient; entre les solucions que es proposen hi ha la de crear un àbac de pilar en dues fases amb el mateix formigó del pilar o incorporar espirals de compressió dins del nus. Recentment, s'ha elaborat un estudi [5] on es posa de manifest la idoneïtat en l'ús d'aquest tipus d'armadura en espiral dins del nus confinat per tal d'absorbir les tensions residuals en la interfase entre els formigons d'alta resistència dels pilars i el

convencional dels forjats, a causa de que es produeix una pèrdua de capacitat mecànica del formigó en els pilars quan intercepta el forjat, tal i com es pot observar en la següent figura 1.1

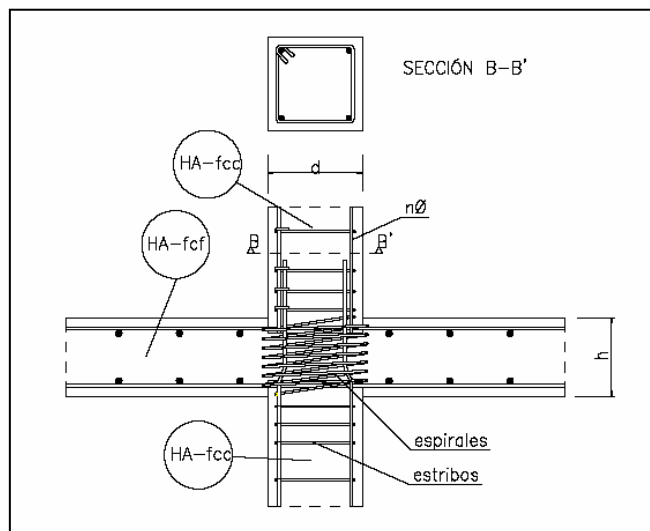


Fig. 1.1: Detall de nus confinat entre pilar i forjat.

- Tanmateix, i als efectes anteriors, la resistència màxima que es considerarà en aquest treball serà la d'un formigó d'alta resistència HA/HAR-60, de 60 N/mm<sup>2</sup> de resistència característica.

#### 1.4. ANÀLISI ECONÒMICA

A l'hora de fixar el preu unitari del formigó d'alta resistència s'ha de considerar la predisposició de les centrals a la fabricació del mateix i la capacitat d'elaborar-lo, segons les indicacions de la Instrucció, incrementant almenys un 50% el temps d'amassat en mescladores fixes a la central de formigonat.

A aquests efectes, s'han de tenir en compte els següents factors fonamentals:

- La resistència característica de projecte  $f_{ck}$ . Una resistència major implica un preu més elevat.
- El volum de formigó a subministrar. Algunes centrals ofereixen descomptes sobre les tarifes de fins al 20% sobre el preu del metre cúbic del formigó, depenent del volum de material a subministrar a l'obra.
- La distància entre la central i l'obra. Normalment no s'aplica cap increment fins als primers 15 ó 20 Km. Superada aquesta distància, el preu s'incrementa depenent dels quilòmetres recorreguts de més per cada cuba de formigó.

- El termini per a efectuar el pagament, segons el proveïdor. Normalment és de 30 dies, tot i que el llistat de tarifes imposa el pagament fins a 15 dies com a màxim.
- El tipus de client. En aquest estudi s'ha considerat un contractista tipus que realitza obres de mitjana o gran envergadura.

En l'annex 3 s'inclou un mapa de la comarca del Gironès on s'hi representen les centrals de formigó considerades i el seu radi d'acció. D'aquesta manera es pretén ajudar al projectista en l'elecció dels fabricants situats més a prop de l'obra, i a triar-ne el més convenient a partir d'una sèrie de taules on es resumeixen tots els preus.

Pel que fa als magatzems de la ferralla, l'anàlisi econòmica es basa en una única variable: la quantitat i el tipus d'acer que es compra, és a dir, si és aferrallat o en barres soltes. Tanmateix, els preus no canvien gaire d'un magatzem a un altre ja que la majoria es forneixen d'un mateix proveïdor en la província de Girona. La major part de les estructures de les comarques gironines es dimensionen amb acer del tipus B-500 SD, ( $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ ), que és el que tindrem en compte en aquest estudi, tot i que considerarem una resistència de càlcul  $f_{yd}$  màxima de  $400 \text{ N/mm}^2$ , tal i com prescriu la vigent normativa [2].



## **2. BASES DE CàLCUL PER A FORMIGONS D'ALTA RESISTÈNCIA**

### **2.1. ABAST DEL MATERIAL**

Com ja s'ha esmentat, es considera un formigó d'alta resistència aquell formigó amb resistència característica a compressió  $f_{ck}$ , en proveta cilíndrica de 15x30 cm, a 28 dies, que supera els 50 N/mm<sup>2</sup> i és inferior a 100 N/mm<sup>2</sup>, i que en la seva composició entren com a matèries primeres el ciment, els àrids, l'aigua i els additius, i que contempla, en el seu cas, com a única addició el fum de sílice.

Les diferències entre els formigons convencionals i els formigons d'alta resistència no justifiquen canvis en els principis bàsics de projecte (estats límits, bases de càlcul,...) ni en els valors dels coeficients de seguretat.

Pel que fa a les accions, convé tenir en compte el possible major pes propi dels formigons d'alta resistència derivat de la seva major compacitat. No obstant aquest augment, el valor característic per a les accions permanents de pes propi es considerarà igual a 2,60 kN/m<sup>3</sup>.



## 2.2. DIAGRAMA TENSIÓ-DEFORMACIÓ DEL HAR

El diferent comportament que es pot observar entre un formigó convencional i un formigó d'alta resistència prové de la seva estructura. Així, en un formigó convencional hi ha una considerable diferència de rigideses entre l'àrid i el morter que l'envolta, la qual cosa provoca al carregar unes tensions tangencials en la interfase que poden arribar a trencar l'adherència en sí mateixa, produint-se una microfissuració.

En els formigons d'alta resistència, els àrids i el morter tenen rigideses molt semblants i l'adherència entre ells és millor, aconseguint un retardament en la microfissuració i el comportament elàstic es manté fins a un percentatge de la càrrega de trencament major.

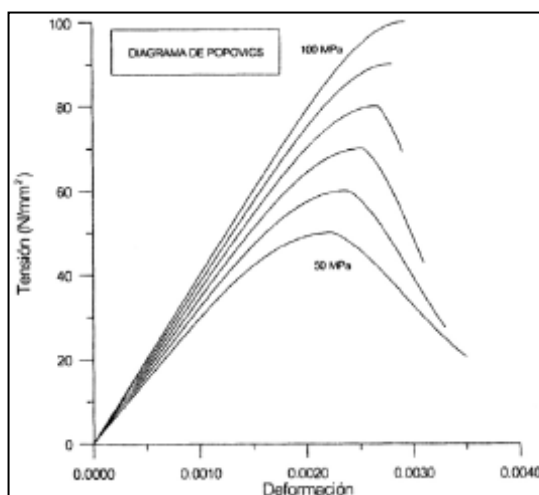


Fig. 2.1: Diagrama tensió deformació de Popovics

A més de l'augment de la resistència a compressió [6], també augmenten el mòdul de deformació longitudinal, la resistència a tracció i la deformació de pic; per altra banda, la deformació última disminueix. En general, la resistència a tracció augmenta en molta menor proporció que la resistència a compressió, i difícilment superarà els  $6,50 \text{ N/mm}^2$ .

En els formigons convencionals l'energia proporcionada en carregar s'utilitza en propagar la microfissuració i dona lloc a desviacions del diagrama respecte al tram lineal. A partir del punt de màxim tensor la corba no és gaire abrupta i la fractura presenta un engranament entre cares, la qual cosa permet transmetre un cert esforç tangencial.

En els formigons d'alta resistència els àrids i la pasta tenen rigideses molt semblants i l'adherència és millor, per la qual cosa la microfissuració es produeix més tard. La fractura és més neta, i es produeix un trencament dels àrids, cosa que redueix la seva capacitat de transmissió d'esforços tangencials, augmenta el pendent de la branca post-pic i disminueix la deformació última.

Malgrat que, a major resistència la branca descendent del diagrama tensió deformació és molt més abrupta que en un formigó convencional, convé considerar una corba que sigui adequada tant per a la branca ascendent com per a la descendent en el rang de resistència considerada.

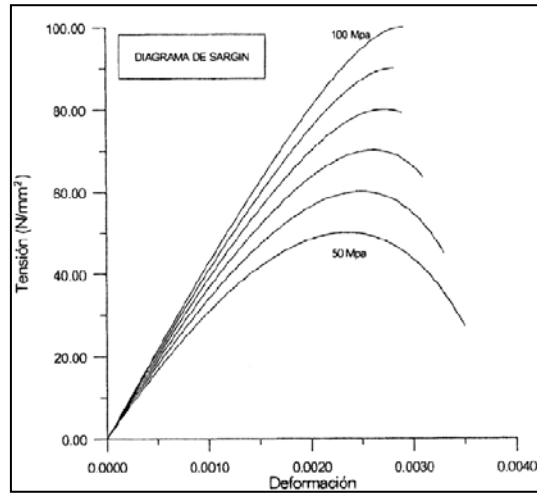


Fig. 2.2: Diagrama tensió deformació de Sargin

El diagrama de Sargin [7] adapta el diagrama de Popovics [8] per a formigons d'alta resistència, millorant el traçat de les corbes i formulant una expressió diferent; un avantatge d'aquests formigons és l'augment del mòdul de Young o d'elasticitat ( $E_c$ ) i de totes les seves altres característiques mecàniques.

Per a aquests formigons, es recomana la utilització dels diagrames paràbola-rectangle o rectangular que es recullen en la vigent Instrucció, els quals tenen en compte la disminució progressiva de la deformació de trencament quan augmenta la resistència del formigó.

a) Diagrama paràbola-rectangle.

Està format per una paràbola de grau  $n$  i un segment recte (figura 2.3). El vèrtex de la paràbola es troba en l'abscissa  $\varepsilon_{c0}$  (deformació de trencament a compressió simple) i el vèrtex extrem del rectangle en l'abscissa  $\varepsilon_{cu}$  (deformació última). L'ordenada màxima del diagrama correspon a una compressió igual a  $f_{cd}$ .

El valor de la deformació a trencament a compressió simple,  $\varepsilon_{c0}$ , és el següent:

$$(1) \quad \varepsilon_{c0} = 0,002 + 0,000085 \cdot (f_{ck} - 50)^{0,5} \quad f_{ck} [\text{N/mm}^2]$$

El valor de la deformació última,  $\varepsilon_{cu}$ , ve donada per la següent expressió, per a formigons d'alta resistència:

$$(2) \quad \varepsilon_{cu} = 0,0026 + 0,0144 \cdot \left[ \frac{(100 - f_{ck})}{100} \right]^4 \quad f_{ck} [\text{N/mm}^2]$$

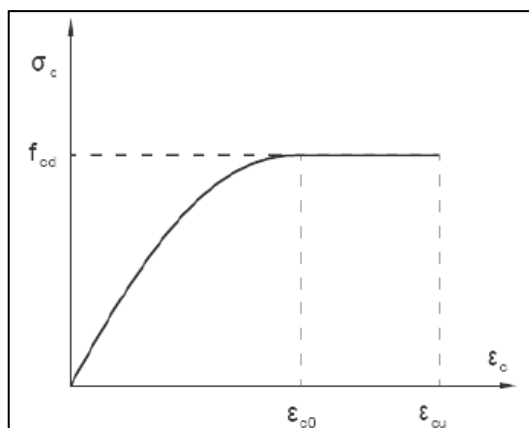


Fig. 2.3. Diagrama de càlcul paràbola-rectangle.

b) Diagrama rectangular.

Està format per un rectangle amb profunditat  $\lambda(x) \cdot h$  i intensitat  $\eta(x) \cdot f_{cd}$ , depenent de la fondària de l'eix neutre  $x$  (figura 2. 4), i de la resistència del formigó.

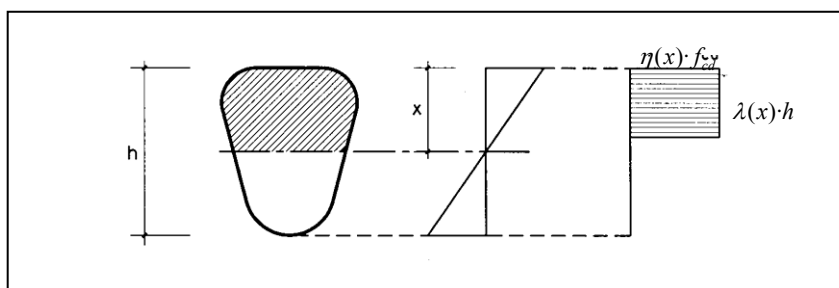


Fig. 2.4. Diagrama de càlcul rectangular

Els valors de la profunditat  $\lambda(x) \cdot h$  i intensitat  $\eta(x) \cdot f_{cd}$ , vénen donats per les següents expressions, per a formigons d'alta resistència:

$$(3) \quad \eta = 1,0 - \frac{(f_{ck} - 50)}{200} \quad f_{ck} [\text{N/mm}^2]$$

$$(4) \quad \lambda = 0,8 - \frac{(f_{ck} - 50)}{400} \quad f_{ck} [\text{N/mm}^2]$$

### 2.3. COMPORTAMENT REOLÒGIC DEL HAR

En el formigó d'alta resistència [6] la component endògena de la retracció és molt superior a la de secat, per l'escassetat d'aigua lliure. En quant a la deformació total, el seu valor final és molt similar a la d'un formigó convencional, però es desenvolupa més ràpidament en un formigó d'alta resistència. És, per tant, acceptable utilitzar el valor

final de retracció del formigó convencional, sempre que s'inclogui la influència del tipus de ciment.

La fluència del formigó d'alta resistència consta de dues parts: la bàsica i la de secat, essent aquesta última molt reduïda. El valor total de la fluència, a diferència de la retracció, pot ser fins a un 50% menor que en un formigó convencional. Diversos estudis experimentals realitzats al respecte no han trobat un model únic que s'adapti suficientment bé a ambdós fenòmens i als seus components.

## 2.4. MÒDUL DE DEFORMACIÓ LONGITUDINAL DEL FORMIGÓ

El mòdul de deformació longitudinal del formigó està estretament relacionat amb les característiques de l'àrid amb què s'ha fabricat el formigó. Per terme mig, s'adoptarà com a mòdul de deformació mitjà  $E_{cm}$ , a 28 dies, que indica la vigent normativa [9] segons la següent expressió:

$$(5) \quad E_{cm} = 8.500 \cdot \sqrt[3]{f_{cm}} \quad f_{cm} [\text{N/mm}^2]$$

Aquesta expressió és vàlida sempre que les tensions, en condicions de servei, no sobrepassin el valor de  $0,40 \cdot f_{cm}$ , essent  $f_{cm}$  la resistència mitjana a compressió del formigó a 28 dies d'edat. Si aquest valor es desconeix, es pot estimar a partir de la resistència característica a la mateixa edat,  $f_{ck}$ , mitjançant l'expressió  $f_{cm} = f_{ck} + 8$ , que es pot considerar vàlida amb bones condicions de fabricació.

El coeficient de Poisson dels formigons d'alta resistència és similar a la d'un formigó convencional, i adopta un valor entre 0,18 i 0,24, depenent del nivell de tensió. Com a valor de referència es pot prendre 0,20.

## 2.5. RESISTÈNCIA A TRACCIÓ

Un dels aspectes més importants que s'han de considerar és que la resistència a tracció del formigó creixi en menys mesura que la resistència característica a compressió. Això, juntament amb la millora de les propietats adherents entre formigó i acer, pot influir en el comportament dels ancoratges de les armadures, en la quantia d'armadura mínima necessària, en el càlcul de l'ample de fissura i en la rigidesa de peces fissurades. La experiència mostra que un augment de la resistència a compressió comporta un augment menys proporcional de la resistència a tracció.

Si no es disposa de resultats d'assaigs, pot estimar-se la resistència mitja a tracció com:

$$(6) \quad f_{ct,m} = 0,58 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad f_{ck} [\text{N/mm}^2]$$

## 2.6. ESTATS LÍMITS ÚLTIMS

### 2.6.1. ESTAT LÍMIT D'ESGOTAMENT PER TENSIONS NORMALS

En el càlcul de seccions a flexocompressió s'està qüestionant el factor de reducció de la resistència del formigó (generalment 0,85) per tenir en compte el cansament amb càrregues permanents, ja que el nivell de les càrregues permanents no arriba al valor de tensió perquè el cansament sigui efectiu.

El salt del recobriment per a nivells d'esforços inferiors als de càlcul són l'explicació més raonable per la pèrdua de capacitats a flexocompressió de suports de formigó d'alta resistència. Qualsevol mètode de càlcul de seccions que adopta un bloc rectangular de compressió ha de tenir en compte una deformació màxima del formigó de  $0,0022 \div 0,0030$ ; generalment s'adopta un valor mitjà de 0,0025.

#### 2.6.1.1. QUANTIA MÍNIMA D'ARMADURA

La quantia mínima d'armadura és necessària per evitar el trencament fràgil de l'element quan les tensions de tracció en el formigó superen la seva resistència a tracció. És recomanable que la quantia mínima vingui expressada en funció de la resistència mitja a tracció  $f_{ct,m}$ , i no de la resistència característica a compressió, com ve expressada de vegades. Això té especial rellevància en elements de formigó d'alta resistència on la resistència a tracció no creix en la mateixa proporció que la resistència a compressió.

Per a elements de formigó armat sotmesos a flexió simple o composta, l'armadura mínima traccionada hauria de complir la següent limitació:

$$(7) \quad A_{s,min} \cdot f_{yd} \geq \frac{W \cdot f_{ct,m}}{z}$$

On:

- $A_{s,min}$ , àrea mínima de l'armadura passiva
- $f_{yd}$ , resistència de càlcul de l'acer de l'armadura passiva en tracció
- $f_{ct,m}$ , resistència mitja a tracció del formigó
- $W$ , mòdul resistent de la secció bruta, segons la fibra més traccionada
- $z$ , braç mecànic de la secció:  $z = 0,90 \cdot d$

#### 2.6.1.2. DUCTILITAT

El formigó d'alta resistència, com a material, és més fràgil que el formigó convencional; no obstant, les estructures construïdes amb formigons d'altres resistències no són necessàriament més fràgils.

Establint l'equilibri de forces en la secció es pot obtenir la següent expressió per a la profunditat relativa de la fibra neutra:

$$(8) \quad \frac{x}{d} = \frac{v_d + \omega - \omega'}{\psi} = \frac{N_d + (A_s - A_s') \cdot f_{yd}}{\psi \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}$$

On  $x$  és la profunditat de la fibra neutra i  $\psi$  és un factor d'intensitat del bloc de compressió que depèn de les deformacions de pic i última del formigó  $\varepsilon_{c0}$  i  $\varepsilon_{cu}$ ; el seu valor és:

$$(9) \quad \psi = 0,85 \cdot \left( 1 - \frac{\varepsilon_{c0}}{3 \cdot \varepsilon_{cu}} \right)$$

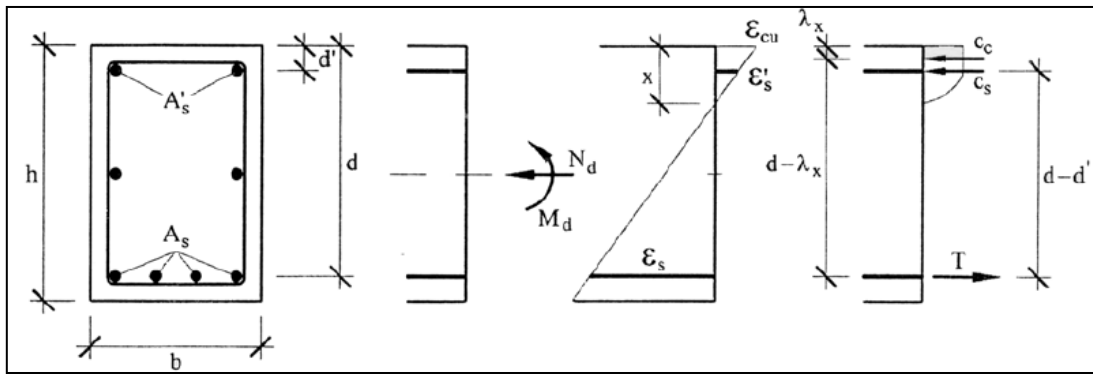


Fig. 2.5. Secció sotmesa a flexocompressió.

En el cas de formigó convencional i utilitzant el diagrama paràbola-rectangle,  $\psi = 0,688$  ( $\varepsilon_{c0} = 0,002$  i  $\varepsilon_{cu} = 0,0035$ ), mentre que per al formigó d'alta resistència serà menor per ser major la relació entre la deformació de pic i l'última.

Per a formigons d'alta resistència, a igualtat de quantia geomètrica d'armadura, si també  $\psi$  és menor que el formigó convencional, per ser  $f_{cd}$  major, disminueix  $x/d$  i augmenta la ductilitat seccional.

## 2.6.2. ESTAT LÍMIT DE VINCLAMENT

En general, la resposta de suports esvelts de formigó d'alta resistència no difereix de la de suports esvelts de formigó convencional. Per això, les recomanacions estableixen que els mètodes de càlcul de suports esvelts per a formigons convencionals són aplicables a formigons d'alta resistència, encara que el càlcul de la resposta estructural (diagrama moment, fletxes, etc.) haurà de realitzar-se considerant les propietats del formigó d'alta resistència.

En suports aïllats, els efectes de segon ordre es poden despreciar si l'esveltesa mecànica és inferior a una esveltesa límit associada a una pèrdua de capacitat portant del suport del 10% respecte d'un suport no esvelt. L'esveltesa límit inferior  $\lambda_{inf}$  pot aproximar-se per la següent expressió:

$$(10) \quad \lambda_{\text{inf}} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \left[ 1 + \frac{0,24}{e_2/h} + 3,4 \cdot \left( \frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \leq 100$$

On:

- $v = N_d / (A_c \cdot f_{cd})$ , axil adimensional o reduït de càlcul que sol·licita el suport
- $e_1$ , excentricitat de primer ordre en l'extrem del suport amb menor moment, positiva si té el mateix signe que  $e_2$
- $e_2$ , excentricitat de primer ordre en l'extrem del suport amb major moment, considerat positiu. En estructures intraslacionals es prendrà  $e_1/e_2$  igual a 1,0
- $h$ , cantell de la secció en el pla de flexió considerat
- $C$ , coeficient que depèn de la disposició de les armadures, amb els següents valors:

0,24, per a armadura simètrica en dues cares oposades en el pla de flexió  
 0,20, per a armadura igual en les quatre cares  
 0,16, per a armadura simètrica en les cares laterals

De [10] es dedueix que el formigó d'alta resistència introdueix tan sols petites diferències, des del punt de vista quantitatiu, en funció de l'esveltesa. Així, per a valors elevats de l'esveltesa ( $\lambda = 40$ ), els suports amb formigó convencionals trenquen per inestabilitat, mentre que amb formigó d'alta resistència el trencament es produeix per esgotament del material en el domini 4 i per inestabilitat en la resta de dominis.

Per a esvelteses inferiors ( $\lambda = 20$ ), les diferències quantitatives entre ambdós formigons són majors. Enfront del mateix moment total, el moment de primer ordre es veu afectat per la resistència del formigó que, en ser més elevada amb formigó d'alta resistència, implica un augment del moment de primer ordre en detriment del moment de segon ordre, per la qual cosa el trencament de l'element es produeix pel material en el formigó d'alta resistència i per la inestabilitat en ambdós casos ja que, o bé l'axil és molt elevat (domini 5) o bé la secció està sotmesa principalment a flexió, on la resistència del formigó no té una incidència tan significativa i la curvatura existent afavoreix els efectes de segon ordre (dominis 2 i 3). En qualsevol cas, i independentment del tipus de formigó, el trencament per a valors elevats de l'esforç axil corresponent al domini 5 es produeix per inestabilitat.

### 2.6.3. ESTAT LÍMIT D'ESGOTAMENT ENFRONT DE TALLANT

Els resultats experimentals indiquen que la resistència davant al tallant en formigons d'alta resistència pot ser inferior a un 35% respecte a un element de formigó convencional; això és degut a l'engranatge dels àrids ja que les fissures es propaguen a través dels àrids i no al voltants d'ells.

L'augment de la resistència a compressió i el corresponent increment de la resistència a tracció del formigó condueix a la necessitat de revisar les provisions d'armadura mínima a tallant, ja que aquesta pot ser insuficient en el cas de formigó d'alta resistència.

### 2.6.3.1. ARMADURA MÍNIMA A TALLANT

La ruptura a tallant d'una biga o pilar de formigó d'alta resistència sense armadura transversal és fràgil i es produeix sense avís previ. Per aquest motiu és necessari disposar d'una quantitat mínima d'armadura a tallant encarregada d'evitar el trencament fràgil en el moment de la fissuració per tallant i, a més, per controlar l'ample de fissura per càrregues de servei. L'armadura mínima a tallant ha de ser capaç de resistir les tensions de tracció que el formigó deixa d'absorbir en fissurar.

Segons [10], els paràmetres principals a considerar en aquesta armadura transversal són: la quantia volumètrica de l'armadura transversal, el límit elàstic de l'acer utilitzat i la disposició d'aquesta armadura transversal. Tot i això, la col·locació d'una armadura transversal de confinament de l'armadura longitudinal en forma d'espiral pot resultar més eficaç que la solució tradicional a base d'estreps independents.

L'equació segons [11] resulta molt conservadora en augmentar  $f_{ck}$ , ja que l'aparició de la primera fissura diagonal no és proporcional a la resistència característica del formigó. Assajos experimentals suggereixen que la càrrega de fissuració per tallant augmenta proporcionalment a la resistència a tracció del formigó.

La quantia mínima de l'armadura a tallant ha de ser tal que es compleixi la relació:

$$(11) \quad \sum \frac{A_{\alpha} \cdot f_{y\alpha}}{\sin \alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7,5} \cdot b_0$$

En [12] es proposa la següent fórmula per a l'obtenció de l'armadura mínima a tallant i que s'ajusta més als formigons d'alta resistència:

$$(12) \quad A_{w,\min} = \frac{f_{ct,m}}{7,5} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_y}$$

On:

- $f_{ct,m} = 0,58 \cdot \sqrt{f_{ck}}$ , per a formigó d'alta resistència,  $f_{ck} > 60$  Mpa

Tot i això, podem arribar a la conclusió que per a peces amb armadura de tallant, la formulació de la instrucció [10] és vàlida per a formigons d'alta resistència.



### 2.6.4. ESTAT LÍMIT DE FATIGA

El comportament a fatiga és la pèrdua de resistència del formigó a causa de càrregues repetides en el temps. Els formigons d'alta resistència no presenta un comportament diferent al dels formigons convencionals.

## 2.7. ESTATS LÍMITS DE SERVEI

### 2.7.1. ESTAT LÍMIT DE FISSURACIÓ

La major resistència a tracció del formigó d'alta resistència augmenta en el moment de fissuració i, en conseqüència, augmenta la relació entre el moment de fissuració,  $M_{fis}$ , i el moment de servei, amb el què disminueix la tensió mitja de l'armadura, com es pot deduir de la següent expressió habitualment usada per el càlcul de la dita tensió:

$$(13) \quad \sigma_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[ 1 - \beta \cdot \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[ 1 - \beta \cdot \left( \frac{M_{fis}}{M_s} \right)^2 \right]$$

On:

- $\sigma_{sm}$ , tensió mitja de l'armadura en la zona traccionada
- $\sigma_{sr}$ , tensió en l'armadura en secció fissurada sota l'acció del moment de fissuració  $M_{fis}$
- $\sigma_s$ , tensió en l'armadura en secció fissurada sota l'acció del moment de servei  $M_s$
- $\beta$ , factor que té en compte l'adherència entre formigó i acer

En [6] es posa de manifest que l'adherència entre el formigó i l'acer és major en el formigó d'alta resistència que en el formigó convencional, la qual cosa millora el comportament davant dels estats límits de fissuració i deformacions.

D'una banda, la transmissió de tensions de tracció de l'acer al formigó es produeix en una menor longitud, reduint-se per tant la separació entre fissures. D'altra banda, es redueix la deformació en l'armadura en augmentar el mòdul de deformació del formigó. Els dos efectes contribueixen a disminuir l'ample de les fissures respecte als formigons convencionals, a igualtat de condicions de càrrega, geometria i armadures, millorant el comportament en servei.

Els estudis experimentals realitzats sobre formigons d'altres resistències, ens indiquen que els mètodes simplificats de càlcul de l'ample de fissures utilitzats per a formigons convencionals són vàlids per a formigons d'alta resistència, perquè queden del costat de la seguretat.

### 2.7.2. ESTAT LÍMIT DE DEFORMACIÓ

La comprovació de l'Estat Límit de deformació haurà de realitzar-se en els casos en què les deformacions puguin ocasionar la posta fora de servei de l'estructura o de l'element estructural per raons funcionals, estètiques o d'altres.

La deformació total produïda en un element de formigó és la suma de les diferents deformacions parcials que es produeixen al llarg del temps per efecte de les càrregues que s'introdueixen, de la fluència i de la retracció del formigó.

Les deformacions hauran de mantenir-se dins dels límits establerts per la reglamentació específica vigent o, en el seu defecte, dins dels valors acordats per la propietat i l'autor de l'estructura. A aquest fi, el procés constructiu haurà d'assegurar la minimització de la part de la deformació total que pugui danyar als elements estructurals.

#### 2.7.2.1. DEFORMACIÓ INSTANTÀNIA

L'augment del mòdul de deformació  $E_c$  i de la resistència a tracció  $f_{ct}$ , incrementen la rigidesa seccional i el moment de fissuració. No obstant, s'ha de tenir en compte que l'augment de  $f_{ct}$  no és proporcional a l'augment de la resistència a compressió  $f_{ck}$ . Això i la millora de l'adherència entre formigó i acer, donen lloc a un increment de la col·laboració del formigó traccionat entre fissures, reduint la deformació instantània.

Els mètodes acceptats pel càlcul simplificat de fletxes instantànies per a formigons convencionals poden ésser utilitzats en formigons d'alta resistència sense problemes, adoptant els valors corresponents del mòdul de deformació i de resistència a tracció.

#### 2.7.2.2. DEFORMACIÓ DIFERIDA

Com que la retracció i, sobretot, la fluència són menors en el formigó alta resistència, les fletxes diferides i, en particular, les fletxes actives en edificis construïts amb elements a flexió de formigó d'alta resistència són menors.

Per a peces de formigó armat a flexió, fissurades, la fletxa total diferida  $y_t$ , per la fluència i la retracció poden obtenir-se segons:

$$(14) \quad y_t = y_{ret} + y_{\phi}$$

On:

- $y_{ret}$ , fletxa a causa de la retracció

$$(15) \quad y_{ret} = k_b \cdot \frac{\epsilon_r}{d} \cdot \frac{l^2}{8} \cdot \frac{1}{1+12n\rho'}$$

On:

- $\varepsilon_r$ , deformació de retracció
- $n$ , coeficient d'equivalència  $E_s/E_c$
- $\rho'$ , quantia geomètrica d'armadura a compressió
- $k_b$ , constant que depèn de les condicions de recolzament
- $y_\varphi$ , fletxa a causa de la fluència

$$(16) \quad y_\varphi = y_g \cdot \varphi \cdot \frac{x}{d} \cdot \frac{1}{1+12n\rho'}$$

On:

- $y_g$ , deformació instantània a causa de les càrregues permanents
- $\varphi$ , coeficient de fluència
- $x/d$ , profunditat de la fibra neutra en servei, i que es pot obtenir de la següent taula:

Valors de $x/d$					
$\rho$	0,005	0,010	0,015	0,020	0,025
$n_p$	0,035	0,070	0,105	0,140	0,175
$x/d$	0,230	0,310	0,360	0,400	0,440

Taula I: Valors de profunditat de la fibra neutra, en funció de  $n_p$

## 2.8. ADHERÈNCIA I ANCORATGE

El comportament de l'adherència entre l'armadura i el formigó que l'envolta és fonamental per a garantir, tant la capacitat portant com la resposta en servei de l'estructura.

En els formigons d'alta resistència hem d'esperar un comportament adherent amb un rang més elàstic i amb major rigidesa, a causa de l'augment de resistència i la rigidesa del formigó. Assajos en aquest aspecte indiquen que les propietats d'adherència del formigó d'alta resistència milloren respecte del formigó convencional.

El comportament de l'ancoratge recte de barres corrugades resulta diferent en formigons d'alta resistència. La distribució de les forces superficials que s'oposen al lliscament relatiu de la barra respecte al formigó, es concentra en la primera corruga, perquè el formigó no cedeix per la seva alta resistència a compressió i la càrrega no es transmet a la resta de les corrugues, com passa en formigons convencionals.

Poden formar-se fissures radials que en tocar la superfície produiran l'errada prematura de l'ancoratge, sense desenvolupar la seva teòrica capacitat. Per evitar-ho, hem de disposar de suficient recobriment i, si és possible, disposar d'armadura transversal.

## 2.9. CONSIDERACIONS I HIPÒTESIS GENERALS

En general, per als formigons d'alta resistència són aplicables els mateixos principis i mètodes que s'utilitzen per al càlcul amb formigons convencionals. Tot i això, s'hauran de tenir en compte les següents consideracions:

- El valor característic del pes específic és de 26 kN/m<sup>3</sup>, per a formigons armats i de 24 kN/m<sup>3</sup>, per a formigons en massa.
- La deformació última per a formigons d'alta resistència segons el diagrama tensió deformació en estats límits últims, ve donada per l'equació expressada en (2):

$$(17) \quad \varepsilon_{cu} = 0,0026 + 0,0144 \cdot \left[ \frac{(100 - f_{ck})}{100} \right]^4 \quad f_{ck} [\text{N/mm}^2]$$

- En l'estat últim d'esgotament, els dominis de deformació s'han d'adaptar al valor de deformació últim. Aquesta adaptació modifica els valors límit de validació de les equacions d'equilibri i compatibilitat a cada domini, valors que s'hauran de determinar en cada cas.
- A causa de la fragilitat dels formigons d'alta resistència, s'aconsella no superar el valor de  $0,45 \cdot d$  per a la profunditat de la fibra neutra de deformació a flexió.
- En elements comprimits és convenient augmentar la quantia de les armadures transversals amb la finalitat d'assegurar el bon confinament del formigó del nucli i evitar trencaments fràgils segons plans diagonals.
- En flexió simple o composta, la quantia mínima de les armadures de tracció poden determinar-se amb les mateixes fórmules que per a formigons convencionals. Efectivament, aquesta quantia pretén evitar el trencament fràgil després de produir-se la fissuració (moment en què el formigó cedeix els seus esforços a l'acer) i equival, per tant, al volum de traccions suportat pel formigó. Fins aquest moment, i com que la resistència en tracció al formigó d'alta resistència augmenta en menor quantitat que la seva resistència en compressió, l'ús d'aquestes fórmules es posa del costat de la seguretat.
- El comportament a tallant de les peces de formigó d'alta resistència resulta diferent a causa de la gran resistència de la interfase pasta-àrids, podent-se produir fissures de tallant amb escàs engranament entre àrids i disminuint la contribució del formigó a la resistència de la peça a tallant.

- En general, amb formigons d'alta resistència es produeixen menors obertures de fissures que amb formigons convencionals, perquè s'aconsegueix major adherència entre l'acer i el formigó, i a la major resistència a tracció.
- Les fletxes diferides i instantànies són generalment menors que les produïdes en formigons convencionals.

A nivell de càlcul, pel que fa a formigons d'alta resistència en el cas d'elements sotmesos a compressió (simple o composta), es tindran en compte les següents recomanacions fetes per la normativa vigent [2]:

- Les armadures longitudinals han de tenir un diàmetre no inferior a 12 mm i han de disposar-se amb una separació màxima entre barres de 250 mm. La quantia mecànica d'aquestes armadures no serà superior al 6% en relació a la secció bruta de formigó.
- Les armadures transversals han de tenir un diàmetre no inferior a 8 mm i s'han de disposar amb una separació no superior al menor dels valors següents:
  - 200 mm
  - 12 vegades el seu diàmetre
  - La menor dimensió del nucli de formigó encerclat per l'armadura transversal
- En el càlcul de suports es considera la secció resistent del formigó com la secció total o bruta del suport,  $A_c$ , amb el recobriment inclòs. En aquesta hipòtesi de càlcul s'ha de definir la resistència de càlcul definida per la següent expressió:

$$(18) \quad f_{1cd} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot \left( 1,2 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad f_{1cd}, f_{cd}, f_{ck} [\text{N/mm}^2]$$

- Per a la comprovació del tallant podem utilitzar les mateixes fórmules que amb el formigó convencional, però limitant en els càlculs el valor de la resistència característica  $f_{ck}$  del formigó a  $65 \text{ N/mm}^2$  com a màxim. D'aquesta forma resultarà un valor reduït per a la col·laboració del formigó  $V_{cu}$  a tallant en l'estat últim d'esgotament per tracció, així com per al valor límit admissible en l'estat últim d'esgotament per compressió.
- Per als càlculs a torsió, fissuració i deformació, són aplicables els mateixos mètodes que amb el formigó convencional.

Les hipòtesis bàsiques de càlcul que hem de considerar són les usuals en el camp del formigó armat:

- Existeix una adherència perfecta entre el formigó i l'acer. Cal dir que aquesta adherència és millor en formigons d'alta resistència que en formigons convencionals.
- Existeix equilibri entre els esforços i les tensions en la secció crítica de la peça.

- El formigó no resisteix traccions. Tot i que en valor absolut, el formigó d'alta resistència té major resistència a tracció que el convencional, en relació a la resistència a compressió en inferior que en aquells.



### **3. PROCEDIMENT DE CÀLCUL**

#### **3.1. JUSTIFICACIÓ DE LA UTILITZACIÓ DELS HAR**

Les principals raons que expliquen la creixent utilització dels formigons d'alta resistència en lloc del formigó convencional són les següents:

- Reducció substancial del nombre de pilars, la qual cosa comporta una disminució de la superfície d'encofrat i un augment de la superfície útil de la planta.
- Major senzillesa en l'execució en obra de l'estructura.
- Els formigons d'alta resistència als 7 dies des de la seva execució arriben al 80% de la resistència a 28 dies.
- Reducció del pes propi de l'estructura. Això implica una disminució substancial de les dimensions dels fonaments i un millor comportament en estat de servei.

Segons [13], es pot assegurar que la relació qualitat/preu és més gran en les obres amb formigons d'alta resistència que en les de formigó convencional. I també que en edificis



alts, el formigó d'alta resistència pot competir amb avantatge sobre les estructures metàl·liques.

Per tal d'establir un model d'estudi que s'acosti a la realitat i a causa del gran nombre de variables que són necessàries analitzar, s'han incorporat algunes simplificacions generals que facilitin l'estudi i estableixin conclusions finals ràpides per obtenir un resultat significatiu.

Per a realitzar un estudi referit al camp de l'edificació s'utilitzarà un criteri que faci referència a l'actual normativa tècnica [2] d'obligat compliment. Aquest criteri no pot assumir la complexitat de la majoria de casos que avui en dia es poden presentar en la construcció, però pretén resultar una guia per al projectista a l'hora de triar la solució funcional i avantatjosa.

Primer, hem de realitzar unes consideracions de caràcter general per establir els principis fonamentals del nostre estudi:

- Reduir la secció inicial del formigó que correspondria suposadament amb l'ús de formigons de menor resistència i mantenir la quantia inicial d'armat.
- Mantenir la secció inicial de formigó i reduir la quantia d'armadura.
- Establir una solució intermèdia a partir de diferents combinacions de possibilitats anteriors.

La finalitat de l'estudi és realitzar un anàlisi comparatiu de costos a partir d'un criteri de caràcter general. Els resultats obtinguts d'aquest anàlisi servirà al projectista en el moment de triar la solució més adequada a nivell econòmic i estructural. Aquest estudi s'ha concretat sobre el pilar, ja que constitueix l'element sobre el que recau una important responsabilitat resistent i canalitzadora de les accions als fonaments.

### 3.2. DEFINICIÓ GEOMÈTRICA

El tipus de forjat considerat en aquest estudi és l'unidireccional de nervis encofrats, armats i formigonats "*in situ*" amb formigó convencional HA-25. Aquest tipus de forjat és un dels més utilitzats en edificació, ja que dóna llibertat al projectista en el disseny de les estructures, especialment quan les llums excedeixen les longituds comercials.

Les dades principals fan referència al lloc de l'estudi, el Gironès i, en concret, a la ciutat de Girona. Per tal de definir un edifici tipus s'ha considerat:

- Nombre de plantes: 2 plates soterrani, 1 planta baixa i 10 plantes pis.
- Alçada lliure entre plantes: 2,80 m.

A la següent figura 3.1 es pot veure un dibuix de la distribució de la planta tipus, amb la distribució dels pilars i la relació entre les llums, mentre que a la figura 3.2 es dibuixa una secció transversal de l'estructura de l'edifici, amb indicació de l'alçada lliure entre plantes i la llum de càlcul considerada entre eixos de forjats.

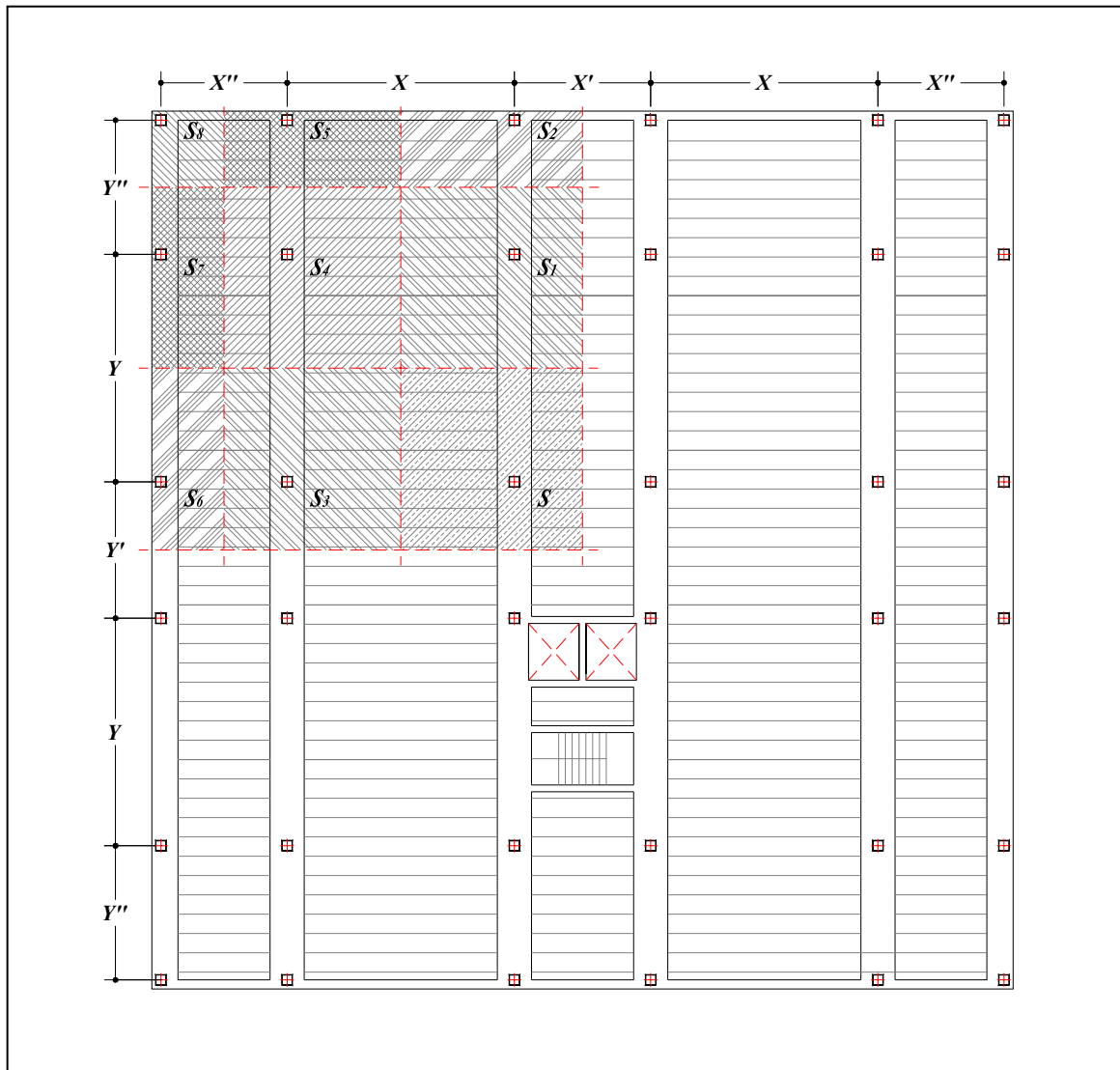


Fig. 3.1: Planta tipus forjat unidireccional.

La geometria de l'edifici estarà en funció de 6 variables:  $X$ ,  $X'$ ,  $X''$ ,  $Y$ ,  $Y'$ ,  $Y''$ , on cada variable defineix la llum entre pilars. La longitud d'aquestes llums és variable però inicialment hem convingut per a la nostra estructura model unes llums en vanos continus el doble de l'anterior; és a dir, llums de 4,00 i 8,00 m respectivament.

Com es veu a la planta tipus de la figura 3.1 s'ha definit una direcció de treball del forjat i que correspon a la direcció que segueixen els seus nervis. Així s'estableixen 9 zones diferents de treball:  $S$ ,  $S_1$ ,  $S_2$ ,  $S_3$ ,  $S_4$ ,  $S_5$ ,  $S_6$ ,  $S_7$ ,  $S_8$  que estaran influenciades per les 6 variables ( $X$ ,  $X'$ ,  $X''$ ,  $Y$ ,  $Y'$ ,  $Y''$ ) que defineixen la geometria. La totalitat de la planta anirà estrictament lligada amb el nombre dels pilars  $S_i$  i de les 6 variables ( $X$ ,  $X'$ ,  $X''$ ,  $Y$ ,  $Y'$ ,  $Y''$ ).

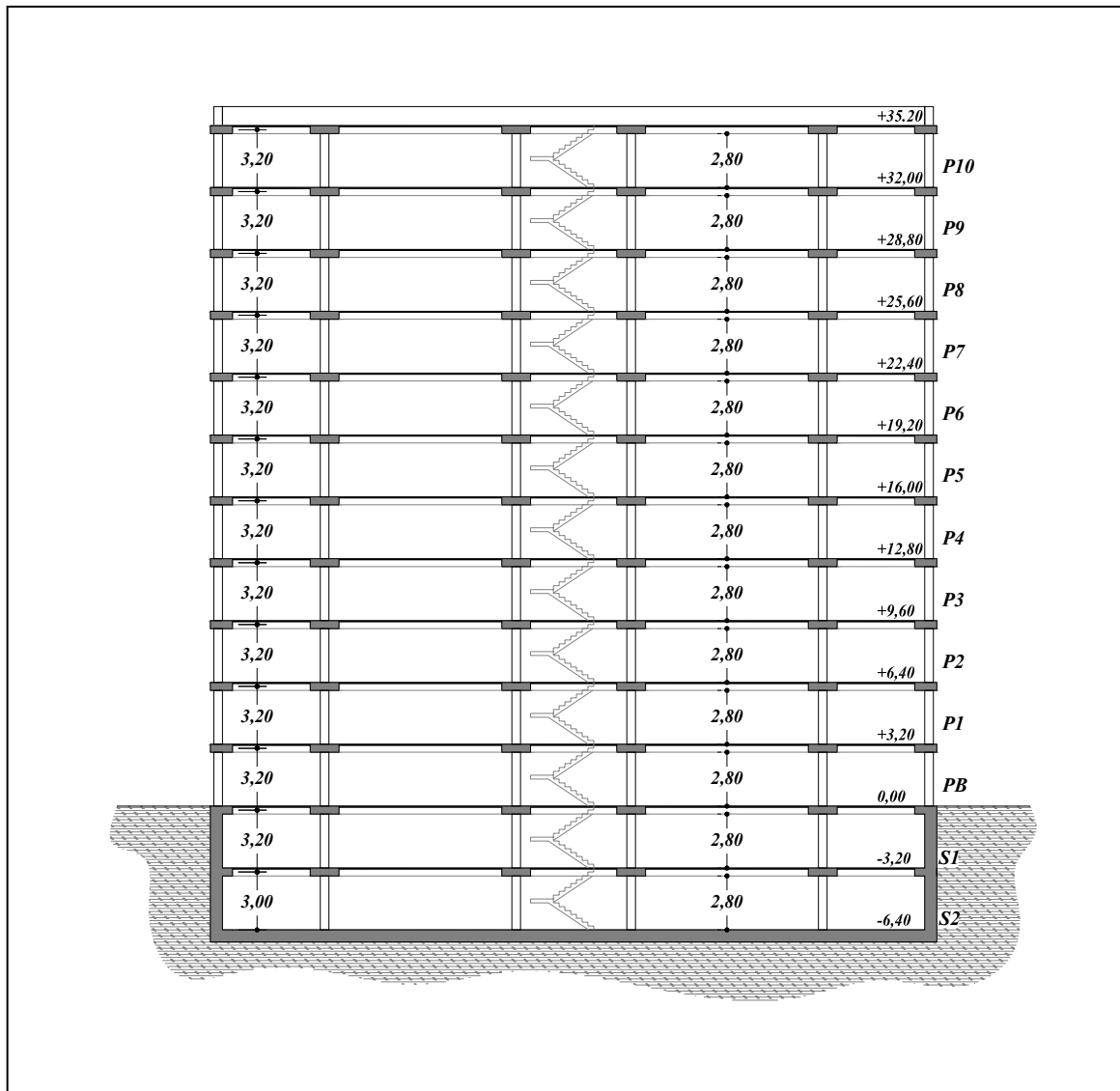


Fig. 3.2: Secció transversal de l'estructura model.

En la figura 3.3. se representa una perspectiva isomètrica de l'estructura en general, on es pot veure la relació entre les plantes soterrànies i la resta de les plantes situades per sobre del nivell del terreny natural.

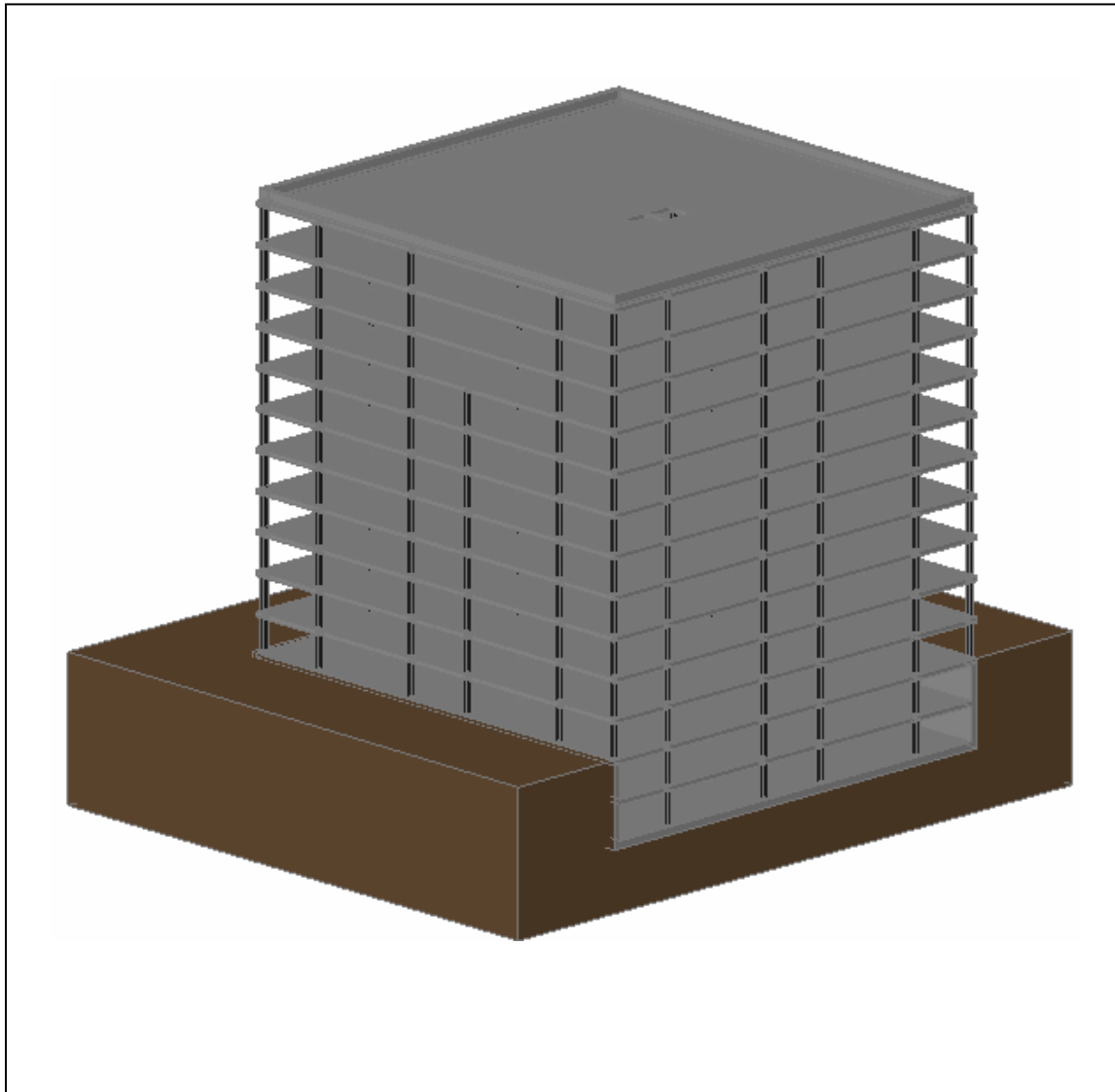


Fig. 3.3: Perspectiva isomètrica de l'estructura model.

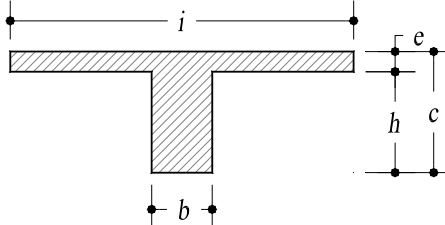
### 3.3. DEFINICIÓ DE LES CÀRREGUES

Una vegada definida la geometria avaluarem les càrregues que afectaran l'estructura, tant les de pes propi del forjat com les sobrecàrregues.

La següent taula II ens indica els pesos propis de diferents tipus de forjats unidireccionals, en funció del cantell  $c$  total (cassetó  $h$  + capa de compressió  $e$ ). En els casos amb simple cassetó, el pes propi s'indica per a un intereix entre nervis  $i = 85$  cm i una amplada del nervi  $b = 15$  cm. En el cas de doble cassetó, l'intereix considerat és  $i =$

90 cm i l'amplada del nervi  $b = 20$  cm. Per aquesta raó el pes propi del forjat augmenta considerablement.

Pes propi forjats unidireccionals encofrats "in situ"				
$h+e$ (cm)	$c$ (cm)	$A$ (kg/m <sup>2</sup> )	$B$ (kg/m <sup>2</sup> )	$C$ (kg/m <sup>2</sup> )
22+5	27	345,00	362,00	371,00
25+5	30	370,00	386,00	398,00
28+5	33	395,00	410,00	425,00
30+5	35	429,00	450,00	461,00
(2x18)+5	41	670,00	695,00	703,00
(18+20)+5	43	682,00	708,00	721,00
(2x20)+5	45	695,00	724,00	739,00
(20+25)+5	50	733,00	764,00	785,00



Taula II: Pes propi dels forjats unidireccionals encofrats "in situ", en funció del cantell i del tipus de càrrega.

Es defineixen 3 tipus de solucions del pes propi dels forjats, segons la disposició dels nervis principals i de la presència i distància dels nervis transversals, segons:

- A: Nervis principals sense cap nervi transversal de repartiment per tram.
- B: Nervis principals amb un nervi transversal de repartiment cada 3,00 m.
- C: Nervis principals amb un nervi transversal de repartiment cada 2,00 m

Per a determinar la contribució del pes propi que afecta a cada pilar de la nostra estructura, suposarem unes llums entre pilars definides segons les variables següents:

Variables X (m)	$X$	$X'$	$X''$
	8,00	4,00	4,00
Variables Y (m)	$Y$	$Y'$	$Y''$
	8,00	4,00	4,00

Taula III: Llums entre pilars, segons variables X i Y.

A partir de les distàncies entre pilars anteriors podem obtenir les àrees d'influència per a cada pilar ( $S, S_1, S_2, S_3, S_4, S_5, S_6, S_7, S_8$ ), tenint en compte la forma de treballar del forjat.

Àrea d'influència <i>SI</i> de cada pilar ( $m^2$ )			
Àrea	a (m)	b (m)	Àrea $m^2$
<i>S</i>	$(X+X')/2$	$(Y+Y')/2$	36,00
<i>SI</i>	$(X+X')/2$	$(Y+Y'')/2$	36,00
<i>S2</i>	$(X+X')/2$	$Y''/2$	12,00
<i>S3</i>	$X''/2$	$(Y'+Y'')/2$	36,00
<i>S4</i>	$(X+X'')/2$	$(Y+Y'')/2$	36,00
<i>S5</i>	$(X+X'')/2$	$(Y+Y')/2$	12,00
<i>S6</i>	$X''/2$	$(Y+Y')/2$	12,00
<i>S7</i>	$X''/2$	$(Y'+Y'')/2$	12,00
<i>S8</i>	$X''/2$	$Y''/2$	4,00

Taula IV: Àrea d'influència *SI* de cada pilar, segons variables X i Y.

La determinació del cantell, si els recolzaments és amb jàsseres planes, es determina per la relació  $l/c = 20$ . Si la llum màxima és  $l = 800$  cm, el cantell mínim necessari per a resoldre el forjat haurà de ser  $c = 40$  cm.

Per tant, de la taula III anterior optarem per una solució de forjat tipus B amb nervis transversals de repartiment cada 3,00 m i amb cantell total  $c = 41$  cm. Aquesta secció de forjat té un pes propi considerat de  $695,00 \text{ kg/m}^2$  ( $6,95 \text{ kN/m}^2$ ), amb un intereix entre nervis  $i = 90$  cm i una amplada del nervi  $b = 20$  cm.

L'estat de càrrega total ( $C_t = C_p + C_v$ ) és la suma de la càrrega permanent  $C_p$ , més la càrrega variable  $C_v$ , on  $C_p$  és la suma del pes propi del forjat més les càrregues mortes ( $C_p = P_p + C_m$ ), i  $C_v$  és la suma de la sobrecàrrega d'ús més la sobrecàrrega per tabiqueria ( $C_v = C_{us} + C_{tab}$ ). Segons l'estat de càrregues que fixa l'actual normativa [14], els valors corresponents a aquestes variables són els següents:

Càrrega total ( $kN/m^2$ )				
$P_p$	$C_m$	$C_{us}$	$C_{tab}$	$C_t$
6,95	2,00	5,00	1,00	14,95

Taula V: Estat de càrregues parcials i totals.

El valor de sobrecàrrega d'ús exposat a la taula V correspon a l'ús per a zones d'accés al públic, com ara edificis públics, administratius, hotels, gimnasos i, en definitiva, locals comercials en general i supermercats o grans superfícies. Així, podem donar solució a qualsevol tipus d'estructura corresponent a un edifici de les característiques exposades en aquest treball. En quant a la sobrecàrrega per tabiqueria, l'hem considerada com a càrrega variable perquè pot veure's modificada o eliminada al llarg del temps.

Les hipòtesis de càlcul en el cas que ens ocupa no es veuen afectades per l'alternança de càrregues ja que el pes propi té una major influència. Així, la combinació de càlcul serà tot carregat, tenint en compte els coeficients de ponderació de les accions en funció de l'element de càlcul o del material d'aquest. L'estudi preveu casos amb sobrecàrregues de  $10 \text{ kN/m}^2$  i la normativa ens permet alternar les accions per tal de tenir en compte l'efecte més desfavorable de la càrrega, cosa que repercuteix en el moment més pèssim del vano.

Així, ponderant les càrregues pels seus coeficients de majoració en cada cas, resulten els valors de les accions de càlcul següents:

Càrrega total majorada ( $\text{kN/m}^2$ )		
$(P_p + C_m) \times 1,35$	$(C_{us} + C_{tab}) \times 1,50$	Total
12,08	9,00	21,08

Taula VI: Estat de càrregues majorades.

Definida la càrrega majorada per metre quadrat de superfície, calculem la càrrega normal que afecta a cada pilar, segons les superfícies d'influència corresponents obtingudes a la taula IV.

Càrregues normals per pilar i repartides per bigua			
Àrea	Àrea ( $\text{m}^2$ )	$N_d$ (kN)	$q_d$ (kN/m)
$S$	36,00	758,88	126,48
$S1$	36,00	758,88	126,48
$S2$	12,00	252,96	42,16
$S3$	36,00	758,88	126,48
$S4$	36,00	758,88	126,48
$S5$	12,00	252,96	42,16
$S6$	12,00	252,96	126,48
$S7$	12,00	252,96	126,48
$S8$	4,00	84,32	42,16

Taula VII: Càrregues normals i repartides de càlcul segons la superfície d'incidència del pilar i biga.

A la següent taula s'indica la càrrega que ha de suportar cada pilar, segons la planta en què s'ubica. Per simplificació, no s'ha considerat la incidència del pes propi del pilar. Resulta evident que els pilars de les plantes inferiors es veuran més afectats quant més gran sigui la llum de les bigues entre ells. A primer cop d'ull, això fa pensar en un cost del pilar més elevat quan més gran sigui la distància que els separi.

Càrrega per pilar segons la planta (kN)													
Pilar	P10	P9	P8	P7	P6	P5	P4	P3	P2	P1	PB	S1	S2
S	759	1518	2277	3036	3795	4554	5313	6072	6831	7590	8349	9108	9867
SI	759	1518	2277	3036	3795	4554	5313	6072	6831	7590	8349	9108	9867
S2	253	506	759	1012	1265	1518	1771	2024	2277	2530	2783	3036	3289
S3	759	1518	2277	3036	3795	4554	5313	6072	6831	7590	8349	9108	9867
S4	759	1518	2277	3036	3795	4554	5313	6072	6831	7590	8349	9108	9867
S5	253	506	759	1012	1265	1518	1771	2024	2277	2530	2783	3036	3289
S6	253	506	759	1012	1265	1518	1771	2024	2277	2530	2783	3036	3289
S7	253	506	759	1012	1265	1518	1771	2024	2277	2530	2783	3036	3289
S8	84	168	252	336	420	504	588	672	756	840	924	1008	1092

Taula VIII: Càrregues totals per pilar i per planta.

### 3.4. MÈTODE PRÀCTIC PER AL CàLCUL DE PÒRTICS MÚLTIPLES

El mètode simplificat de càlcul que es defineix en la normativa vigent [2] no ens permet considerar llums de dos vanos adjacents de qualsevol tipus que difereixin entre sí en més del 20%.

El mètode de càlcul adoptat en aquest treball [15] es pot implementar per al càlcul de pòrtics múltiples, qualsevol que siguin les llums i sobrecàrregues considerades, amb forjats formigonats al mateix temps que les jàsseres.

En aquest mètode s'ha considerat una redistribució dels moments flectors de les bigues, com a conseqüència del comportament del formigó, més enllà de la seva fase elàstica. No obstant, amb l'objecte de prevenir una fissuració que sigui perillosa, aquesta redistribució s'ha limitat en un 15% del màxim moment negatiu.

Tot i això, aquest mètode no contempla desplaçaments importants ni l'aplicació de forces horitzontals.

Es tindran en compte les següents directrius:

- En tots els casos s'adoptaran com a llums les distàncies entre eixos dels diferents elements de l'estructura (bigues i pilars).
- Es determinaran les rigideses relatives de les diferents peces, disminuint en un 10% les corresponents als pilars de l'última planta, així com les de les bigues extremes.
- A continuació es calculen els coeficients de repartiment en cada nus. Així, quan en el nus concorren quatre barres, els coeficients de repartiment seran:

$$(19) \quad K_1 = \frac{k_1}{\sum k}, \quad K_2 = \frac{k_2}{\sum k}, \quad K_3 = \frac{k_3}{\sum k}, \quad K_4 = \frac{k_4}{\sum k}$$

On les  $k_i$  són les rigideses relatives i  $\sum k = k_1 + k_2 + k_3 + k_4$ .

- Els moments d'empotrament perfecte es determinen per les fórmules clàssiques.



- Els moments de continuïtat, en els extrems de les barres d'un nus, es determinen deixant en llibertat de girar el nus i compensant el moment de desequilibri proporcionalment als coeficients de repartiment.
- No s'efectuarà transmissió de moments, excepte en les bigues extremes en les que només s'efectuarà el trasllat des del nus exterior a l'immediat interior. Es pot prescindir de la transmissió quan la rigidesa de la biga sigui menor que la corresponent a qualsevol dels pilars extrems del nus considerat.
- El mètode és vàlid quan existeix voladís en els extrems. En aquest cas és necessari transmetre el moment que absorbeix la biga al nus immediat a l'extrem.
- Quan les sobrecàrregues siguin importants s'han d'estudiar separatament els efectes de les càrregues permanents i les corresponents a les sobrecàrregues, amb l'objecte d'obtenir les lleis de moments envoltants més desfavorables.
- Si les càrregues permanents són més importants que les sobrecàrregues, s'aconsella reduir els moments de recolzament corresponent a les dites càrregues en un 15%, amb la finalitat de tenir en compte l'adaptació de l'estructura per les deformacions de fluència del formigó.
- És aconsellable no considerar moments de vano inferiors als següents valors:
  - Càrregues uniformes  $1/20 \, q l^2$
  - Càrregues concentrades:  $0,15 \, p l$

Abans de definir les fórmules que proporcionen els moments d'empotrament elàstic que defineix el mètode pràctic pel càlcul de pòrtics múltiples, definirem el tipus de formigó i el mòdul d'elasticitat a 28 dies que utilitzarem per als pilars i les bigues dels forjats, segons la formulació indicada en (5) i inclosa en l'actual normativa [9]:

$$(20) \quad E_{cm} = 8.500 \cdot \sqrt[3]{f_{cm}} \quad f_{cm} \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

on  $f_{cm} = f_{ck} + 8$ .

Inicialment, suposarem un formigó d'alta resistència per als pilars amb una resistència característica de  $60 \text{ N/mm}^2$  (HA/HAR-60), i un formigó convencional per a les bigues i forjats de  $25 \text{ N/mm}^2$  (HA-25), a partir de les condicions de durabilitat que ens indica la vigent normativa.

Tipus de formigó			
Element	Formigó	$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_{cm}$ (N/mm <sup>2</sup> )
Pilars	HA/HAR	60	34.694,07
Bigues	HA	25	27.264,04

Taula IX: Característiques mecàniques dels formigons.

### 3.5. PREDIMENSIONAT DELS ELEMENTS ESTRUCTURALS

De la planta indicada en la figura 3.1, estudiarem inicialment el tram de pòrtic definit pels pilars  $S$ ,  $S_1$  i  $S_2$ , i les seves corresponents superfícies d'influència  $S$ ,  $S1$  i  $S2$ . Inicialment definirem els pilars amb secció quadrada, amb dimensió  $a$  per ambdós costats.

Dimensió $a$ dels pilars per plantes (mm)													
Pilar	P10	P9	P8	P7	P6	P5	P4	P3	P2	P1	PB	S1	S2
$S$	350	350	350	400	400	400	450	450	450	450	500	500	500
$S1$	400	450	450	450	500	500	500	550	550	550	550	550	550
$S2$	300	300	300	300	300	300	350	350	350	350	400	400	400

Taula X: Predimensionat dels pilars per plantes.

Per a determinar l'amplada de la jàssera plana corresponent utilitzarem la fórmula que ens aconsella la norma, en funció de la dimensió  $a$  del pilar i del cantell del forjat:

$$(21) \quad B = 3 \cdot H + a, \quad V \leq 1,5 \cdot H$$

On:  $B$ , amplada jàssera

$a$ , amplada pilar

$H$ , alçada jàssera plana:  $H = 41 \text{ cm} = c$  (cantell forjat)

$V$ , volada jàssera, respecte al pilar:  $V \leq 1,5 \cdot 41 = 61,50 \text{ cm}$

Amb aquestes variables, podem obtenir les dimensions recomanades per a les jàsseres:

Dimensió $B$ amplada de la jàssera plana (cm)													
Pilar	P10	P9	P8	P7	P6	P5	P4	P3	P2	P1	PB	S1	S2
$S$	158	158	158	163	163	163	168	168	168	168	173	173	173
$S1$	163	168	168	168	173	173	173	178	178	178	178	178	178
$S2$	153	153	153	153	153	153	158	158	158	158	163	163	163
<b>Mitja</b>	<b>160</b>	<b>160</b>	<b>160</b>	<b>160</b>	<b>160</b>	<b>160</b>	<b>160</b>	<b>160</b>	<b>160</b>	<b>160</b>	<b>160</b>	<b>160</b>	<b>160</b>

Taula XI: Predimensionat de l'amplada de les jàsseres.

El valor mitjà estimat indicat a la taula XI s'entén com a valor uniformitzat per a una amplada de jàssera més desavantatjosa, ja que depèn de les seccions dels pilars. El pilar  $S2$ , que té una secció més petita, ens limitarà la secció de la jàssera de cada planta. Les seccions calculades fan referència a seccions encara sense armar; per aquest motiu poden semblar molt grans però, com hem establert anteriorment, no afecta al càlcul de l'estructura ja que ens interessen les inèrcies de les seccions brutes per poder aplicar el mètode pràctic per al càlcul de pòrtics múltiples.

### 3.6. MOMENTS ELÀSTICS EN NUS ENTREMIG

Per a l'obtenció dels moments d'empotrament elàstic en els extrems del pilar ens centrarem en el càlcul dels esforços del pilar  $S$ , que és el més carregat de l'estructura.

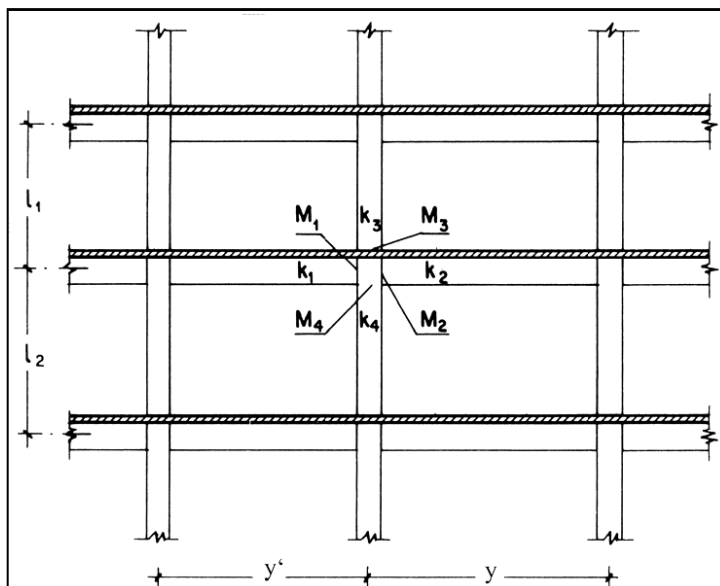


Fig. 3.4: Moments en nus en tram entremig.

Les fórmules que proporcionen els moments d'empotrament elàstic ens nusos en trams entremitjos (figura 3.2) són les següents:

$$(22) \quad M_1 = -\mu_b + K_1 \cdot (\mu_b - \mu_c)$$

$$(23) \quad M_2 = \mu_c + K_2 \cdot (\mu_b - \mu_c)$$

$$(24) \quad M_3 = K_3 \cdot (\mu_b - \mu_c)$$

$$(25) \quad M_4 = K_4 \cdot (\mu_b - \mu_c)$$

On:  $M_i$ , moment d'empotrament elàstic

$\mu_i$ , moment d'empotrament perfecte, en valor absolut

$k_i$ , rigidesa relativa de la secció:  $k_i = (E \cdot I)/l$

$K_i$ , coeficient de repartiment, segons (20)

Les rigideses relatives de les barres del nus entremig les obtenim segons la següent taula:

Rigideses relatives de les barres. Nus entremig				
Ebiga = 27.264,04		Epilar = 34.694,07		
Ibiga = 9,19E+09		Ipilar = 5,21E+09		
Y' (m)	Y (m)	l1 (m)	l2 (m)	
4,00	8,00	3,20	3,20	
<b>k1</b>	<b>k2</b>	<b>k3</b>	<b>k4</b>	<b>Σki</b>
6,26E+10	3,13E+10	5,65E+10	5,65E+10	2,07E+11

Taula XII: Rigideses  $k_i$  relatives de les barres per al nus entremig.

Els coeficients de repartiment per al nus en tram entremig els obtenim a partir de les rigideses relatives que per al nus hem obtingut a la taula XII. Aquests coeficients de repartiment de les barres que conflueixen en el nus han de sumar 1:

Coeficients de repartiment. Nus entremig				
K1	K2	K3	K4	$\Sigma K_i$
0,3027	0,1514	0,2730	0,2730	1,00

Taula XIII: Coeficients de repartiment  $K_i$  per al nus entremig.

Obtinguts els coeficients de repartiment segons l'anterior taula XIII, es poden calcular els moments que afectaran als pilars:

#### Moments d'empotrament perfecte.

Biga biempotrada amb càrrega  $q$  uniformement repartida:

$$(26) \quad \mu_a = \frac{ql^2}{12} \quad \mu_b = \frac{ql^2}{12}$$

Moments d'empotrament perfecte			
$Y' (m) = l$	$q (kN/ml)$	$\mu_a (kN \cdot m)$	$\mu_b (kN \cdot m)$
4,00	126,48	168,64	168,64
8,00	126,48	674,56	674,56

Taula XIV: Moments d'empotrament perfecte per al nus entremig.

#### Moments d'empotrament elàstic.

Moments d'empotrament elàstic (kN·m)			
M1	M2	M3	M4
-321,78	597,96	-138,12	-138,12

Taula XV: Moments d'empotrament elàstic per al nus entremig.

Seguint aquest model, s'obtidrien els moments d'empotrament elàstic per a cada nus del pòrtic i també dels de la resta de l'estructura.

A mode de resum, s'indiquen les característiques de càlcul més representatives del pilar S per a les últimes plantes P10 i P9:

Planta P10, Pilar S: P10,S							
Dimensió pilar		Secció pilar	Tipus de formigó	Càrr. Normal	M. flector (kN·m)		S. Forjat
a (mm)	b (mm)	S (mm <sup>2</sup> )	HA/HAR (N/mm <sup>2</sup> )	N (kN)	M <sub>x-x</sub>	M <sub>y-y</sub>	A (m <sup>2</sup> )
350	350	122.500,00	60	759,00	-138,12		36,00

Planta P9, Pilar S: P9,S							
Dimensió pilar		Secció pilar	Tipus de formigó	Càrr. Normal	M. flector (kN·m)		S. Forjat
a (mm)	b (mm)	S (mm <sup>2</sup> )	HA/HAR (N/mm <sup>2</sup> )	N (kN)	M <sub>x-x</sub>	M <sub>y-y</sub>	A (m <sup>2</sup> )
350	350	122.500,00	60	1.518,00	-138,12		36,00

Taula XVI: Dades representatives del pilar S, a les plantes últimes P10 i P9.

I també per a les plantes inferiors S1 i S2 per al pilar S, que són les que corresponen als pilars més carregats:

Planta S1, Pilar S: S1,S							
Dimensió pilar		Secció pilar	Tipus de formigó	Càrr. Normal	M. flector (kN·m)		S. Forjat
a (mm)	b (mm)	S (mm <sup>2</sup> )	HA/HAR (N/mm <sup>2</sup> )	N (kN)	M <sub>x-x</sub>	M <sub>y-y</sub>	A (m <sup>2</sup> )
500	500	250.000,00	60	9.108,00	-138,12		36,00

Planta S2, Pilar S: S2,S							
Dimensió pilar		Secció pilar	Tipus de formigó	Càrr. Normal	M. flector (kN·m)		S. Forjat
a (mm)	b (mm)	S (mm <sup>2</sup> )	HA/HAR (N/mm <sup>2</sup> )	N (kN)	M <sub>x-x</sub>	M <sub>y-y</sub>	A (m <sup>2</sup> )
500	500	250.000,00	60	9.867,00	-138,12		36,00

Taula XVII: Dades representatives del pilar S, a les plantes primeres S1 i S2

### 3.7. RECOBRIMENT DE LES ARMADURES

L'estructura que ens ocupa la situem a Girona; això implica, segons la normativa vigent una classe d'exposició normal i una subclasse d'humitat alta. A nivell de designació ens trobem en un ambient IIa, on el recobriment mínim està en funció de la resistència característica del formigó. També hem considerat que la vida útil de projecte de l'edifici serà de 100 anys (edifici d'importància especial) i que el formigó s'elaborarà amb ciment tipus CEM I.

En general, es defineix com a recobriment mínim d'una armadura passiva aquell que ha de complir-se en qualsevol punt de la mateixa. Per a garantir aquests valors mínims, es prescriu un valor nominal del recobriment  $r_{nom}$  que es defineix com:

$$(27) \quad r_{nom} = r_{min} + \Delta r$$

On:  $r_{nom}$ , recobriment nominal

$$r_{min}, \text{ recobriment mínim} \quad \begin{array}{ll} 25 \leq f_{ck} < 40 & r_{min} = 25 \text{ mm} \\ f_{ck} \geq 40 & r_{min} = 20 \text{ mm} \end{array}$$

$\Delta r$ , marge de recobriment que, per al nostre cas serà  $\Delta r = 5$  mm, ja que per a formigons d'alta resistència és millor realitzar un control intens en l'execució.

En el cas del pilar S, el recobriment nominal que ens defineix la norma és:

<b>Recobriment nominal: <math>r_{nom} = r_{min} + \Delta r</math></b>		
<b><math>r_{min}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta r</math> (mm)</b>	<b><math>r_{nom}</math> (mm)</b>
20,00	5,00	25,00

Taula XVII: Justificació del recobriment nominal.

Segons la normativa el recobriment nominal ha de ser, a més, major o igual al major dels tres valors següents:

- 20 mil·límetres
- 1,00 vegada el diàmetre de l'armadura més grossa
- 1,25 vegades el tamany màxim de l'àrid

Haurem de tenir en compte, a més, 4 paràmetres fonamentals que són:

- Per a l'armadura dels estreps la normativa ens limita a la utilització de barres més grans de 8 mm en el cas de formigons d'alta resistència.
- Hem considerat bàsicament barres de diàmetre 12 mm per a les barres longitudinals.
- El tamany màxim de l'àrid depèn del fabricant. La normativa aconsella diàmetres de 12 mm per a formigons d'alta resistència. Segons l'estudi efectuat sobre els fabricants de la comarca del Gironès, els tamanyos més utilitzats són de 12 i 20 mm.
- La normativa [2] en general imposa la consideració d'una resistència característica màxima de l'acer per a suports de  $f_{yd} = 400$  N/mm<sup>2</sup>, tot i que el límit elàstic de l'acer considerat sigui  $f_{yk} = 500$  N/mm<sup>2</sup> i, aplicant el coeficient de seguretat  $\gamma_s = 1,15$ , la resistència de càlcul esperada sigui  $f_{yd} = 434,78$  N/mm<sup>2</sup>.

També ens cal definir el recobriment mecànic que ens garanteix una protecció dels armadures, tant de la corrosió com la possible acció del foc:

$$(28) \quad r_{mec} = r_{nom} + \emptyset_{estreps} + 0,50 \cdot \emptyset_{longitudinal}$$

On:  $r_{nom}$ , recobriment nominal, obtingut segons (29)

$\emptyset_{estreps}$ , diàmetre de l'armadura dels estreps

$\emptyset_{longitudinal}$ , diàmetre de les armadures longitudinals del pilar

Aquest recobriment mecànic ha de ser inferior als 50 mm; altrament si és necessari disposar d'un recobriment major s'ha de col·locar una malla fina de repartiment en el mig del recobriment. En el cas del nostre pilar S:

Recobriment mecànic: $r_{mec} = r_{nom} + \varnothing_{estreps} + 0,5 \cdot \varnothing_{longitudinal}$			
$r_{nom}$ (mm)	$\varnothing_{estreps}$ (mm)	$\varnothing_{long.}$ (mm)	$r_{mec}$ (mm)
25,00	8,00	16,00	41,00
Condicions bàsiques segons EHE-08			
$> \varnothing_{longitudinal}$	$> T. \text{ max. Àrid}$	$< 50 \text{ mm}$	$> 20 \text{ mm}$
correcte	correcte	correcte	correcte

Taula XVIII: Justificació del recobriment mecànic.

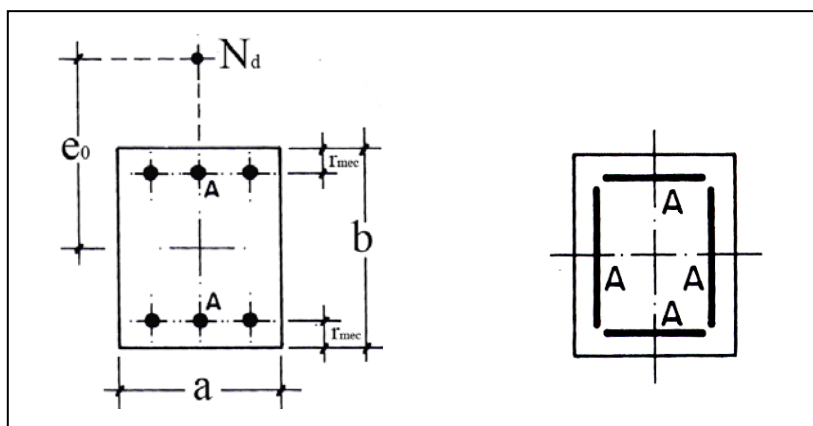
### 3.8. DIMENSIONAMENT A COMPRESSIÓ COMPOSTA

L'estudi de les seccions de formigó armat tenen com a objectiu que, sota la combinació més desfavorable d'accions, la peça no supera cadascun dels estats límits en el supòsit que els materials, formigó i acer, tinguin com a resistències les resistències minorades o de càlcul.

Les taules que presentem a continuació estableixen les bases de càlcul de seccions sotmeses a sol·licitacions normals, en l'estat últim d'esgotament resistent que és el més important i el que ha de ser sempre comprovat. Per a sol·licitacions normals s'entenen les que originen tensions normals sobre les seccions rectes i estan constituïdes pels moments flectors i un esforç normal a la secció.

Una secció de formigó armat sotmesa a sol·licitacions normals pot arribar a l'estat últim d'esgotament mitjançant tres formes diferents: per excessos de deformació plàstica de l'acer, per aplastament del formigó a flexió, i per l'aplastament del formigó a compressió.

El mètode clàssic de càlcul del formigó armat resulta de l'aplicació de les teories clàssiques de la resistència de materials. En fase elàstica, a les peces heterogènies constituïdes pel formigó i les armadures, la comprovació d'una secció rectangular simètrica sotmesa a compressió composta és immediata, mitjançant el diagrama paràbola-rectangle.

Fig. 3.5: Secció sotmesa a una càrrega normal  $N_d$  i disposició simètrica de l'armadura a 4 cares.

Amb la finalitat de realitzar un full de càlcul que ens calculi l'armat d'una secció determinada d'una forma automàtica ens volgut preparar un sistema de fórmules aproximades per a seccions rectangulars. Aquestes fórmules tenen dues característiques fonamentals: la primera, la seva ràpida assimilació i la facilitat d'utilització i la segona, que els resultats obtinguts concorden, pràcticament, amb els corresponents a la paràbola-rectangle. Aquestes fórmules són vàlides per a acers amb un límit elàstic inferior als 500 N/mm<sup>2</sup>.

L'armadura obtinguda es considera igual a les quatre cares, i resulta una forma simètrica de distribució de les barres i, a l'hora senzilla i pràctica en la col·locació de les armadures dels pilars a l'obra; la quantia mecànica  $\omega$  de la secció total de l'armadura,  $A_{tot} = \Sigma A$ , correspon a una secció rectangular sotmesa a un esforç normal  $N_d$  amb excentricitat  $e_0$ , tal i com es pot comprovar a la figura 3.5 i que és la següent:

$$(29) \quad \omega = \frac{\alpha_1 + \alpha_2 \cdot \mu}{1 - \alpha_3 \cdot \delta'}$$

On:  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$  i  $\alpha_3$ , són coeficients que depenen de l'axil reduït  $\nu$  [16].

$$\delta' = r_{mec} / b$$

$$\mu = \frac{M_d}{a \cdot b^2 \cdot f_{cd}}, \text{ moment reduït}$$

$$\nu = \frac{N_d}{a \cdot b \cdot f_{cd}}, \text{ axil reduït}$$

$$A_{tot} = \frac{\omega \cdot a \cdot b \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

En l'annex 1 es mostren una sèrie de taules on s'han calculat les quanties necessàries d'armadura per a cada tram del pilar  $S$ . Per a cada tram s'ha buscat la millor opció de quantia d'armadura per aconseguir un equilibri entre la pròpia secció de formigó i el nombre de barres per a cada cara del pilar. Així, per exemple, en la planta P9, en augmentar la càrrega axial respecte al moment flector, es canvia el diagrama de tensions disminuint la zona més traccionada; això ens implica una major interacció del formigó i, com a conseqüència, es produeix una disminució de la secció d'armadura necessària que, fins i tot ens surt negativa, la qual cosa ens indica que la secció de formigó absorbeix els esforços.

En les plantes inferiors, l'augment progressiu de la càrrega axial deixarà de banda la influència del moment flector i ens proporcionarà un estat de tensió sempre més lligat a la càrrega vertical.

En la següent taula s'exposen les quanties resultants, tant de formigó com d'acer:



Quanties d'armadura d'acer				
Planta	Secció formigó		Secció d'acer	
	a (mm)	b (mm)	Núm. i Ø	As (mm <sup>2</sup> )
P10	300	350	8Ø12	904,32
P9	300	350	8Ø12	904,32
P8	300	350	8Ø12	904,32
P7	350	350	8Ø12	904,32
P6	350	400	12Ø12	1.356,48
P5	350	400	20Ø12	2.260,80
P4	400	400	20Ø12	2.260,80
P3	400	450	20Ø12	2.260,80
P2	450	450	20Ø12	2.260,80
P1	450	450	32Ø12	3.617,28
PB	450	500	32Ø12	3.617,28
S1	500	500	32Ø12	3.617,28
S2	500	500	40Ø12	4.973,76

Taula XIX: Resum de quanties d'armadura d'acer en el pilar S per plantes.

### 3.9. CÀLCUL DE LES LONGITUDS D'ANCORATGE

Per a definir les longituds d'ancoratge de les barres longitudinals de cada pilar, hem de fer-ho d'acord amb la vigent Instrucció [17].

L'ancoratge és essencial per assegurar la transmissió dels esforços de l'acer al formigó sense perill per a aquest. La longitud és funció de les seves característiques geomètriques d'adherència, de la resistència del formigó, de la posició de la barra respecte a la direcció del formigonat, de l'esforç en la barra i de la forma d'ancoratge.

Conseqüentment, la posició de les barres a efectes d'ancoratge serà de bona adherència, posició I, ja que estem considerant el formigonat d'un element a compressió i on l'armadura forma amb l'horitzontal un angle comprès entre 45° i 90°.

Per a l'ancoratge de les barres en el cas dels pilars, normalment s'ha de considerar la prolongació recta, malgrat que puguem utilitzar-ne d'altres en forma de ganxo o patilles. En aquests casos s'haurà d'aplicar un coeficient corrector. La longitud d'ancoratge per prolongació recta  $l_b$ , per a barres corrugades, tant en tracció com a compressió, es calcula utilitzant la següent fórmula, per a la posició I de bona adherència:

$$(30) \quad l_{bl} = m \cdot \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi$$

On:  $m$ : Coeficient numèric, en funció de l'adherència del tipus d'acer;  $m = 1,0$

$F_{yk}$ : Límit elàstic garantit de l'acer, en N/mm<sup>2</sup>

$\phi$ : Diàmetre de la barra, en mm

$L_b$ : Longitud bàsica d'ancoratge en posició I, en mm

Per tant, amb els resultats obtinguts ens resulta que la longitud d'ancoratge per prolongació recta que han d'assolir les barres de Ø12 serà de 300 mm, segons es justifica a continuació:

$$(31) \quad l_{bt} = 1,0 \cdot 12^2 = 144 \text{ mm} \leq \frac{500}{20} \cdot 12 = 300 \text{ mm}$$

### 3.10. CÀLCUL DE LES ARMADURES TRANSVERSALS

Les armadures longitudinals tenen l'objecte d'absorbir els esforços de tracció originats en elements sotmesos a flexió o per reforçar les zones comprimides del formigó.

A més d'aquestes armadures longitudinals, es consideren com a armadures principals les armadures transversals que es disposen per absorbir les tensions de tracció originades pels esforços tangencials (tallants i torsors), per a "encerclar" les zones de formigó comprimit i per assegurar la lligadura necessària entre armadures principals, de forma que s'eviti el pandeig i la formació de fissures localitzades.

Per evitar el guexament de les barres longitudinals, es consideren les següents separacions entre els estreps i els diàmetres, segons la vigent normativa [18]:

Diàmetres i separacions entre estreps		
Ø <sub>long.</sub> (mm)	Ø <sub>estrep</sub> (mm)	Separació s (cm)
12	8	18
16	8	24
20	8	30
25	8	30

Taula XX: Diàmetre armadura transversal i separació entre estreps.

A partir del diàmetre de les barres de l'armadura longitudinal: Ø12, podem definir el diàmetre dels estreps i la separació entre els mateixos: Ø8 i s=18 cm.

Tanmateix, seguint les recomanacions de la vigent normativa sismorresistent [19], i tal i com s'indica en la figura 3.6, en els extrems del suport i en una distància el doble de la dimensió inferior del pilar col·locarem els estreps de forma més concentrada, amb una separació entre ells no major a 0,10 m.

Recordem que la llum lliure entre els eixos de les bigues de la nostra estructura és de 3,20 m. Per tant, per a cada tram de pilar haurem de disposar 18 estreps.

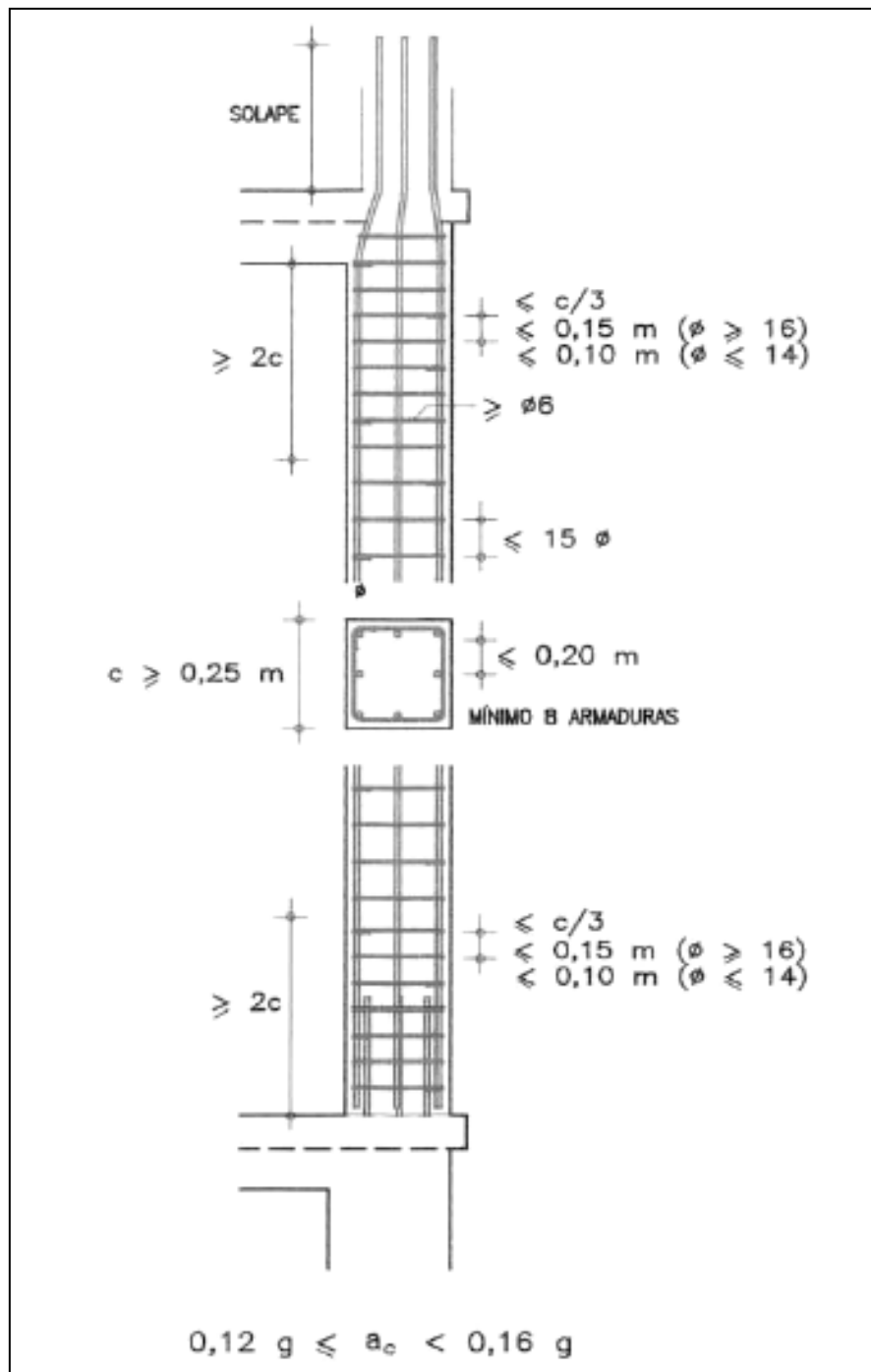


Fig. 3.6: Separació màxima dels estreps en els extrems del pilar.

Amb aquestes dades calculem el nombre d'estreps necessaris en cada tramada del pilar i la seva longitud equivalent segons la secció del pilar, per així obtenir el pes en quilos d'acer que necessitarem per a l'armadura transversal, segons la següent taula XXI.

Pes dels estreps del pilar S										
Planta	Secció formigó		Costat estrep		Patilles (mm)	Lestrep (m)	Núm. Estreps		Pes estreps	
	a (mm)	b (mm)	a' (mm)	b' (mm)			s=18	NCSR	Long.	0,40 kg/ml
P10	300	350	250	300	200	1,30	18	6	31,20	12,48
P9	300	350	250	300	200	1,30	18	6	31,20	12,48
P8	300	350	250	300	200	1,30	18	6	31,20	12,48
P7	350	350	300	300	200	1,40	18	7	35,00	14,00
P6	350	400	300	350	200	1,50	18	7	37,50	15,00
P5	350	400	300	350	200	1,50	18	7	37,50	15,00
P4	400	400	350	350	200	1,60	18	8	41,60	16,64
P3	400	450	350	400	200	1,70	18	8	44,20	17,68
P2	450	450	400	400	200	1,80	18	9	48,60	19,44
P1	450	450	400	400	200	1,80	18	9	48,60	19,44
PB	450	500	400	450	200	1,90	18	9	51,30	20,52
S1	500	500	450	450	200	2,00	18	10	56,00	22,40
S2	500	500	450	450	200	2,00	18	10	56,00	22,40

Taula XXI: Pes de l'armadura transversal del pilar S per plantes.

### 3.11. DIMENSIONAMENT DEL PILAR S AMB FORMIGÓ HA-25

Tot el procediment fins ara justificat s'ha realitzat en base a la utilització de formigó d'alta resistència HA/HAR-60, de  $60 \text{ kN/mm}^2$ . Els resultats obtinguts demostren que en la utilització dels formigons d'alta resistència, gran part de la càrrega vertical queda absorbida per la secció de formigó, que es queda ajustada al mínim necessari, i l'armadura absorbeix el residual provocat per les traccions existents provocades per l'excentricitat del moment flector.

Per a poder justificar l'objectiu d'aquest treball en quant a l'optimització econòmica en la utilització de formigons d'alta resistència, en l'annex 2 s'han calculat les quanties d'acer longitudinal necessàries amb la utilització de formigó convencional HA-25 en els pilars. S'ha comprovat que els coeficients de repartiment  $K_i$  del nus entremig no varien gaire, tot i disposar tant les bigues com els pilars del mateix mòdul d'elasticitat. Tot i això, els moments d'empotrament elàstic considerats en el repartiment del nus són els següents:

Moments d'empotrament elàstic (kN·m)			
M1	M2	M3	M4
-342,07	587,85	-122,89	-122,89

Taula XXII: Moments d'empotrament elàstic per al nus entremig.

A primer cop d'ull es pot comprovar que tant les seccions del formigó com les quanties d'acer resultants són molt superiors a les obtingudes en el cas del formigó d'alta resistència. En efecte, la menor resistència característica del formigó és causa directa de que aparegui major quantia d'armadura, una part de la qual servirà per col·laborar amb l'absorció de l'esforç axil.

En la següent taula s'indiquen les quanties resultants d'acer i les seccions del pilar a cada planta:

Quanties d'armadura d'acer				
Planta	Secció formigó		Secció d'acer	
	a (mm)	b (mm)	Núm. i Ø	As (mm <sup>2</sup> )
P10	350	350	12Ø12	1.356,48
P9	350	400	12Ø12	1.356,48
P8	300	400	16Ø16	3.215,36
P7	400	400	20Ø16	4.019,20
P6	400	450	28Ø16	5.626,88
P5	450	450	36Ø16	7.234,56
P4	450	500	28Ø20	8.792,00
P3	500	500	28Ø20	8.792,00
P2	550	550	28Ø20	8.792,00
P1	550	600	32Ø20	10.048,00
PB	600	600	32Ø20	10.048,00
S1	600	650	24Ø25	11.775,12
S2	650	650	24Ø25	11.775,12

Taula XXIII: Resum quanties d'armadura d'acer en el pilar S per plantes.

#### Recobriment de les armadures.

Tal i com s'exposa a (27), per a formigons amb resistència característica entre 25 i 40 kN/mm<sup>2</sup>, el recobriment nominal de les armadures haurà de ser el següent:

Recobriment nominal: $r_{nom} = r_{min} + \Delta r$		
$r_{min}$ (mm)	$\Delta r$ (mm)	$r_{nom}$ (mm)
25,00	10,00	35,00

Taula XXIV: Justificació del recobriment nominal.

Per al cas de la utilització d'un formigó convencional HA-25, s'ha considerat un marge del recobriment  $\Delta r = 10$  mm, ja que es considera que el control d'execució no serà intens, sinó que serà control estadístic.

Aquesta dada del recobriment nominal de les armadures ens servirà per obtenir en cada cas la llargària dels estreps de l'armadura transversal dels pilars.

Longitud d'ancoratge de les barres.

En aquest cas també s'ha considerat la prolongació recta per a l'ancoratge de les barres. La longitud d'ancoratge per prolongació recta  $l_b$ , per a barres corrugades, tant en tracció com a compressió, es calcula utilitzant la fórmula exposada en (30), considerant la posició I de bona adherència, ja que es tracta de formigonat d'elements a compressió i on l'armadura forma amb l'horitzontal un angle comprès entre  $45^\circ$  i  $90^\circ$ :

Longitud $l_b$ en posició I. HA-25, B 500 SD		
m	Ø (mm)	$l_b$ (mm)
1,50	12	300,00
1,50	16	384,00
1,50	20	600,00
1,50	25	937,50

Taula XXV: Longitud d'ancoratge, segons el diàmetre de la barra.

Armadura transversal.

En aquest estudi es tindran en compte els mateixos diàmetres i separacions per als estreps que s'indiquen en la taula XX, tot i que per a les barres longitudinals de diàmetre inferior a 25 mm, el diàmetre de l'estrep podria ser de 6 mm. També es consideren vàlides les recomanacions de la vigent normativa sismorresistent [17] i els estreps es col·locaran en els extrems del suport de forma més concentrada, amb una separació entre ells no major a 0,10 m.

Amb aquests criteris calculem el nombre d'estreps necessaris en cada tram del pilar i la longitud equivalent segons la secció del pilar i el diàmetre de la barra longitudinal, per així obtenir el pes en quilos d'acer, segons la taula següent taula:

Pes dels estreps del pilar S											
Planta	Secció formigó		Costat estrep		Patilles	Lestrep (m)	Ø <sub>long</sub> (mm)	Núm. Estreps		Pes estreps	
	a (mm)	b (mm)	a' (mm)	b' (mm)				s=18	NCSR	Long.	0,40 kg/ml
P10	350	350	280	280	200	1,32	12	18	7	33,00	13,20
P9	350	400	280	330	200	1,42	12	18	7	35,50	14,20
P8	350	400	280	330	200	1,42	16	14	7	29,82	11,93
P7	400	400	330	330	200	1,52	16	14	8	33,44	13,38
P6	400	450	330	380	200	1,62	16	14	8	35,64	14,26
P5	450	450	380	380	200	1,72	16	14	9	39,56	15,82
P4	450	500	380	430	200	1,82	20	11	9	36,40	14,56
P3	500	500	430	430	200	1,92	20	11	10	40,32	16,13
P2	550	550	480	480	200	2,12	20	11	11	46,64	18,66
P1	550	600	480	530	200	2,22	20	11	11	48,84	19,54
PB	600	600	530	530	200	2,32	20	11	12	53,36	21,34
S1	600	650	530	580	200	2,42	25	11	12	55,66	22,26
S2	650	650	580	580	200	2,52	25	11	13	60,48	24,19

Taula XXVI: Pes de l'armadura transversal del pilar S per plantes.



## **4. ESTUDI ECONÒMIC**

### **4.1. VALORACIÓ ECONÒMICA**

Amb les dades fins ara obtingudes podem realitzar una valoració de la repercussió econòmica que pot arribar a tenir la utilització d'un formigó d'alta resistència en la confecció dels pilars, enfront de la utilització d'un formigó convencional, sobretot en edificis d'una determinada alçada, com el que ens ocupa en aquest estudi, i amb llums lliures entre pilars d'unes dimensions tals que la repercussió de la superfície de forjat que incideix en cada pilar comença a ser considerable.

En els casos que hem analitzat es pretén valorar els costos de construcció d'una estructura amb pilars de formigó d'alta resistència enfront d'una construcció de la mateixa estructura amb formigó convencional, tot considerant no tan sols els costos del propi material, sinó també la repercussió en el preu per metre quadrat que suposa la reducció en la superfície útil que es pot destinar a l'activitat i que s'aconsegueix amb la utilització dels formigons d'altres resistències, sobretot en els pilars i suports verticals.



És evident que el preu cost de producció d'un metre cúbic de formigó d'alta resistència és molt superior al d'un formigó convencional. Amb les següents taules pretenem justificar que aquest preu superior del material formigó es pot veure compensat amb escreix per la disminució de les quanties d'armadures i del mateix volum del formigó, afavorit també pels millors rendiments que es poden obtenir en el procés d'execució, com ja s'ha esmentat en capítols anteriors.

Per tal d'obtenir un valor representatiu, s'ha definit un preu per pilar en funció de la superfície de forjat que suporta. En aquest cas, el pilar *S* suporta una superfície de forjat de 36,00 m<sup>2</sup>. A partir del valor de repercussió per metre quadrat d'aquest pilar, podem extrapolar aproximadament el cost total de l'estructura, tant en el cas de formigó d'alta resistència HA/HAR-60 com en el cas de formigó convencional HA-25.

En l'annex núm. 3 es justifiquen els preus unitaris de les diferents partides que formen part de l'estructura: formigó, armadura i encofrat, a partir de la informació facilitada per les diferents plantes d'elaboració dels formigons, així com dels magatzems de ferralla consultats. Amb els diferents preus unitaris podem obtenir els costos de construcció dels pilars de l'estructura i obtenir uns valors de comparació.

A continuació es presenten una sèrie de taules-resum justificatives dels costos de construcció dels pilars per a cada tipus de formigó analitzat:

Pilar *S*, amb formigó HA/HAR-60.

Quanties de material per al pilar <i>S</i> , amb formigó HA/HAR-60														
Planta	FORMIGÓ				ENCOF.	ARMADURA								
	a	b	Alç.	Vol.	Superf.	Barr.	Ø	Alç.	Lanc.	Ltot.	Pes	Pestot.	Atransv.	Total
	(mm)	(mm)	(m)	(m3)	(m2)	(N)	(mm)	(m)	(m)	(m)	(kg/m)	(kg)	(kg)	(kg)
P10	300	350	2,80	0,294	3,64	8	12	3,20	0,30	28,00	0,89	24,92	12,48	37,40
P9	300	350	2,80	0,294	3,64	8	12	3,20	0,30	28,00	0,89	24,92	12,48	37,40
P8	300	350	2,80	0,294	3,64	8	12	3,20	0,30	28,00	0,89	24,92	12,48	37,40
P7	350	350	2,80	0,343	3,92	8	12	3,20	0,30	28,00	0,89	24,92	14,00	38,92
P6	350	400	2,80	0,392	4,20	12	12	3,20	0,30	42,00	0,89	37,38	15,00	52,38
P5	350	400	2,80	0,392	4,20	20	12	3,20	0,30	70,00	0,89	62,30	15,00	77,30
P4	400	400	2,80	0,448	4,48	20	12	3,20	0,30	70,00	0,89	62,30	16,64	78,94
P3	400	450	2,80	0,504	4,76	20	12	3,20	0,30	70,00	0,89	62,30	17,68	79,98
P2	450	450	2,80	0,567	5,04	20	12	3,20	0,30	70,00	0,89	62,30	19,44	81,74
P1	450	450	2,80	0,567	5,04	32	12	3,20	0,30	112,00	0,89	99,68	19,44	119,12
PB	450	500	2,80	0,630	5,32	32	12	3,20	0,30	112,00	0,89	99,68	20,52	120,20
S1	500	500	2,80	0,700	5,60	32	12	3,20	0,30	112,00	0,89	99,68	22,40	122,08
S2	500	500	2,80	0,700	5,60	44	12	3,20	0,30	154,00	0,89	137,06	22,40	159,46
<b>Total</b>	<b>6,125 m3</b>				<b>59,08</b>	<b>1.042,32 kg</b>								

Taula XXVII: Quanties totals de materials per al pilar *S*, amb formigó HA/HAR-60.

Amb les quanties obtingudes a la taula XXVII i valorant la superfície de forjat incident en el pilar, podem obtenir el cost de repercussió per metre quadrat de forjat, pel cas del

pilar *S* elaborat amb formigó d'alta resistència HA/HAR-60, tal i com queda reflectit a la següent taula XXVIII.

Cost per metre quadrat, pilar <i>S</i> , HA/HAR-60			
Partida	Quantitat	Preu unitari	Total
Formigó	6,13 m <sup>3</sup>	129,58 €/m <sup>3</sup>	793,68 €
Encofrat	59,08 m <sup>2</sup>	19,22 €/m <sup>2</sup>	1.135,52 €
Armadura	1.042,32 kg	1,12 €/kg	1.167,40 €
Forjat	36,00 m <sup>2</sup>	109,25 €/m <sup>2</sup>	3.933,00 €
TOTAL			7.029,59 €
Superfície repercurció			36,00 m <sup>2</sup>
<b>PREU PER M2</b>			<b>195,27 €/m<sup>2</sup></b>

Taula XXVIII: Repercurció del cost per m<sup>2</sup> per al pilar *S*, amb formigó HA/HAR-60.

Pilar *S*, amb formigó HA-25.

Quanties de material per al pilar <i>S</i> , amb formigó HA-25														
Planta	FORMIGÓ				ENCOF.	ARMADURA								
	a	b	Alç.	Vol.	Superf.	Barr.	Ø	Alç.	Lanc.	Ltot.	Pes	Pestot.	Atransv.	Total
	(mm)	(mm)	(m)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>2</sup> )	(N)	(mm)	(m)	(m)	(m)	(kg/m)	(kg)	(kg)	(kg)
P10	350	350	2,80	0,343	3,92	12	12	3,20	0,30	42,00	0,89	37,38	13,20	50,58
P9	350	400	2,80	0,392	4,20	12	12	3,20	0,30	42,00	0,89	37,38	14,20	51,58
P8	350	400	2,80	0,392	4,20	16	16	3,20	0,38	57,34	1,58	90,60	11,93	102,53
P7	400	400	2,80	0,448	4,48	20	16	3,20	0,38	71,68	1,58	113,25	13,38	126,63
P6	400	450	2,80	0,504	4,76	28	16	3,20	0,38	100,35	1,58	158,56	14,26	172,81
P5	450	450	2,80	0,567	5,04	36	16	3,20	0,38	129,02	1,58	203,86	15,82	219,68
P4	450	450	2,80	0,567	5,04	28	20	3,20	0,60	106,40	2,47	262,81	14,56	277,37
P3	500	500	2,80	0,700	5,60	28	20	3,20	0,60	106,40	2,47	262,81	16,13	278,94
P2	550	550	2,80	0,847	6,16	28	20	3,20	0,60	106,40	2,47	262,81	18,66	281,46
P1	550	600	2,80	0,924	6,44	32	20	3,20	0,60	121,60	2,47	300,35	19,54	319,89
PB	600	600	2,80	1,008	6,72	32	20	3,20	0,60	121,60	2,47	300,35	21,34	321,70
S1	600	650	2,80	1,092	7,00	24	25	3,20	0,94	99,30	3,85	382,31	22,26	404,57
S2	600	650	2,80	1,092	7,00	24	25	3,20	0,94	99,30	3,85	382,31	24,19	406,50
<b>Total</b>	<b>8,876 m<sup>3</sup></b>				<b>70,56</b>	<b>3.014,23 kg</b>								

Taula XXIX: Quanties totals de materials per al pilar *S*, amb formigó HA-25.

Amb les quanties obtingudes a la taula XXIX i valorant la superfície de forjat incident en el pilar, podem obtenir el cost de repercurció per metre quadrat de forjat, pel cas del pilar *S* elaborat amb formigó d'alta resistència HA/HAR-60, tal i com queda reflectit a la següent taula XXX.

Cost per metre quadrat, pilar S, HA-25			
Partida	Quantitat	Preu unitari	Total
Formigó	8,88 m <sup>3</sup>	102,48 €/m <sup>3</sup>	909,61 €
Encofrat	70,56 m <sup>2</sup>	19,22 €/m <sup>2</sup>	1.356,16 €
Armadura	3.014,23 kg	1,12 €/kg	3.375,94 €
Forjat	36,00 m <sup>2</sup>	109,25 €/m <sup>2</sup>	3.933,00 €
TOTAL			9.574,71 €
Superfície repercussió pilar S			36,00 m <sup>2</sup>
<b>PREU PER M2</b>			<b>265,96 €/m<sup>2</sup></b>

Taula XXX: Repercussió del cost per m<sup>2</sup> per al pilar S, amb formigó HA-25.

Com es pot deduir dels resultats anteriors, el cost de construcció d'una estructura realitzada amb formigons d'alta resistència als pilars, pot suposar un estalvi aproximat d'un 26% sobre la mateixa estructura amb els pilars executats amb formigons convencionals.

Aquesta substancial diferència a favor de la utilització de formigons d'alta resistència en els pilars estructurals és deguda, bàsicament, a dos factors:

- La resistència característica del formigó que, en ser més elevada, ens permet ajustar més la secció mínima necessària perquè absorbeixi bona part de les compressions de l'esforç axil, sense que faci falta armadura addicional de compressió.
- Una inferior quantia d'acer que queda ajustada per absorbir les traccions provocades per la compressió composta amb el moment flector de càlcul en els extrems del pilar.

Cal reconèixer que en aquest estudi no s'han tingut en compte els costos derivats dels assaigs del control de qualitat que, per a formigó d'alta resistència, caldria fer mitjançant un control total sobre totes les pastades arribades a l'obra, ja que se li confereix un elevat compromís a la resistència del formigó en els elements portants. Tanmateix, el volum de formigó a controlar necessari per als pilars no varia substancialment d'una estructura a una altra, així que considerem que la repercussió en l'elaboració i trencament de les provetes del formigó no és un apartat que ens pugui fer variar els resultats obtinguts fins al moment.

## 4.2. REPERCUSSIÓ PER SUPERFÍCIE

A més de l'estalvi derivat dels costos de la construcció, podem arribar a valorar el cost que suposaria la consideració de la disminució en la superfície efectiva que ocupen els pilars en la superfície útil de cada planta, per a també obtenir un valor de repercussió en el preu per metre quadrat de superfície. Considerant l'actual preu de venda del metre quadrat d'edificació, és un factor a tenir realment molt en compte.

A aquests efectes podem elaborar la següent taula on es comprova el valor afegit que pot suposar el guany en els metres quadrats de superfície:

Superfície ocupada pel pilar S, segons el formigó						
Planta	FORMIGÓ HA/HAR-60			FORMIGÓ HA-25		
	a	b	Super.	a	b	Super.
	(mm)	(mm)	(m2)	(mm)	(mm)	(m2)
P10	300	350	0,105	350	350	0,123
P9	300	350	0,105	350	400	0,140
P8	300	350	0,105	350	400	0,140
P7	350	350	0,123	400	400	0,160
P6	350	400	0,140	400	450	0,180
P5	350	400	0,140	450	450	0,203
P4	400	400	0,160	450	450	0,203
P3	400	450	0,180	500	500	0,250
P2	450	450	0,203	550	550	0,303
P1	450	450	0,203	550	600	0,330
PB	450	500	0,225	600	600	0,360
S1	500	500	0,250	600	650	0,390
S2	500	500	0,250	600	650	0,390
<b>Total</b>	<b>2,188 m2</b>			<b>3,170 m2</b>		

Taula XXXI: Superfície ocupada pel pilar S, i per planta, segons el formigó.

Considerarem que les dimensions resultants dels pilars de tota l'estructura són proporcionals a les superfícies d'afecció per a cada un d'ells, tenint en compte que els pilars de cantonada haurien de ser de dimensions majors però que, en tenir una superfície de forjat corresponent inferior, les dimensions d'aquests es compensarien.

En el nostre cas, com figura a la taula XXXI, hem obtingut una disminució de superfície de gairebé  $1,00 \text{ m}^2$  en tota l'alçada del pilar que, repercutit per cada planta (12 plantes útils) suposa una incidència de  $0,083 \text{ m}^2$  per pilar i per planta. Si considerem que cada planta de la nostra estructura té un total de 36 pilars, la superfície útil total en què pot augmentar la superfície útil a cada planta és de  $3,00 \text{ m}^2$ .

Si a l'edifici acabat li apliquem un valor mitjà en la venda aproximat de  $3.000,00 \text{ €/m}^2$ , suposant que es pot tractar d'un edifici singular ben situat en una zona comercial del centre de Girona, el benefici addicional en el moment de la venda suposaria un total de  $9.000,00 \text{ €/planta}$  que, en el global de l'edifici, és a dir, per a les 13 plantes, podria representar un total d'uns  $120.000,00 \text{ €}$ , aproximadament.

Realment aquest benefici pot arribar a semblar insignificant en el global dels costos totals per a la definitiva construcció de l'edifici, però pot repercutir-se en determinades partides del conjunt de l'obra.

Tots aquests resultats obtinguts són representatius per a la tipologia d'estructura estudiada per a un edifici aïllat, distribuït en alçada i de planta simètrica i regular. Serà

cada situació singular la que permetrà determinar la idoneïtat de la utilització dels formigons d'altres resistències però aquest treball pot servir en l'orientació per a les estimacions dels costos inicials i els criteris de disseny i d'elecció dels materials per a cada estructura.

A títol informatiu, s'acompanyen les següents gràfiques on es posa de manifest la diferència de quanties per a cada material, segons es tracti de formigó convencional HA-25 o de formigó d'alta resistència HA/HAR-60.

Per exemple, en el cas del material formigó, es pot comprovar que per a les plantes inferiors el volum de formigó i, en conseqüència, les dimensions de la secció del pilar augmenten considerablement.

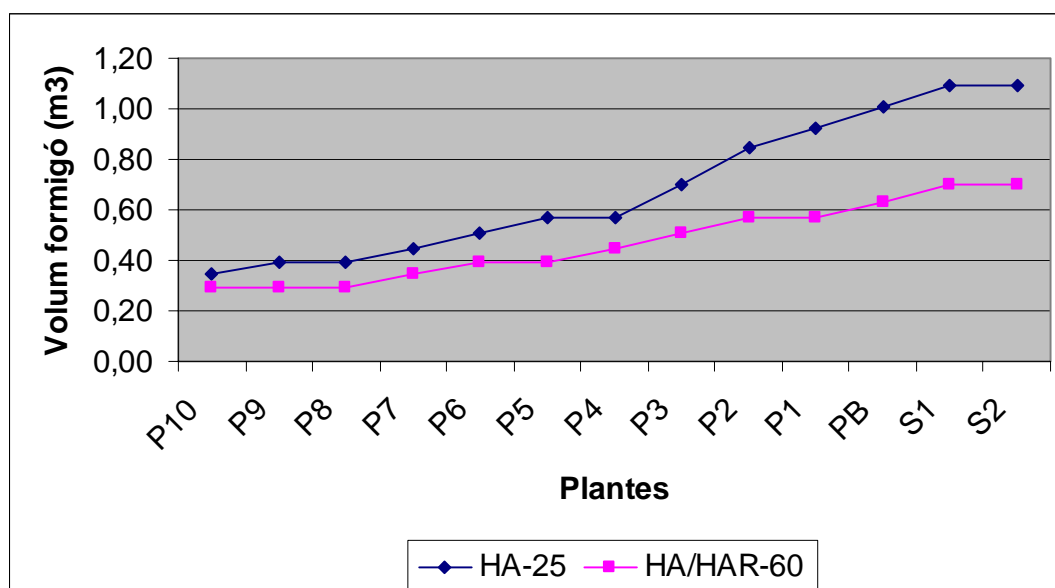


Fig. 4.1: Gràfic comparatiu dels volums de formigó per plantes, segons el formigó.

En el cas del material acer corrugat per a l'armadura longitudinal i transversal del pilar per a cada tram, la diferència segons la profunditat del pilar encara es constata més. D'aquí es pot deduir que bona part de la resistència que requereix el pilar per a absorbir l'esforç axil ha de ser aportada per una bona part de l'armadura en el cas d'utilització de formigons convencionals. En canvi, amb els formigons d'alta resistència la pròpia secció del formigó calculada racionalment, necessita ésser armada amb un mínim d'armadura complementària per suportar les tensions produïdes per la flexió.

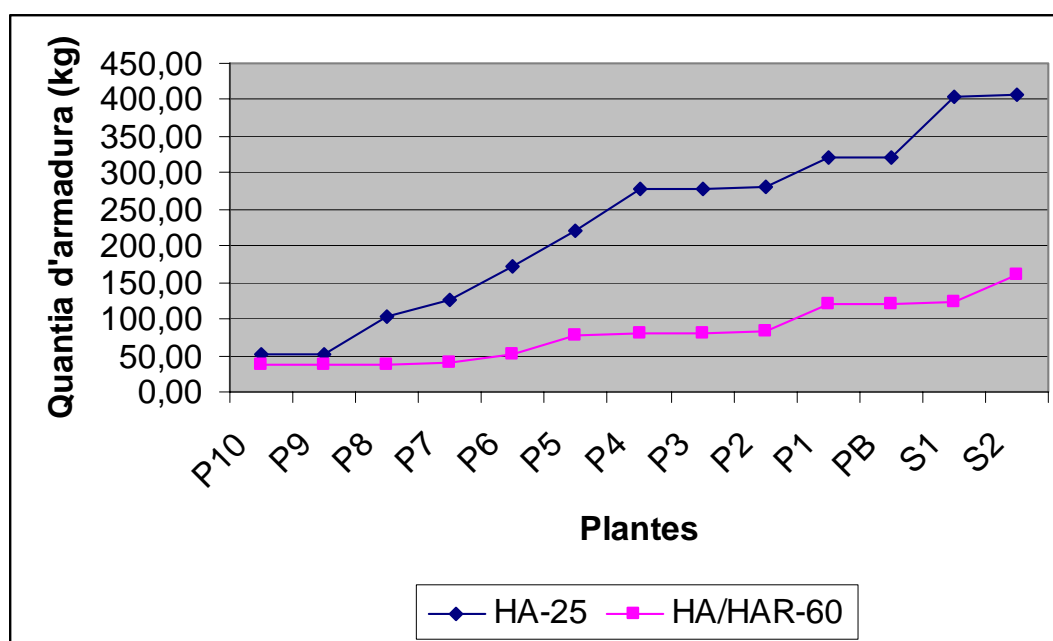


Fig. 4.2: Gràfic comparatiu de les quanties d'armadura per plantes, segons el formigó.

També podem comparar les diferències entre les superfícies efectivament ocupades per la secció del formigó dins de la superfície útil de cada planta i a les plantes inferiors trobem les majors diferències entre les seccions del pilar. Des de les plantes superiors fins a la planta tercera no varia de forma molt substancial, però a les plantes inferiors aquesta diferència es constata de forma més acusada.

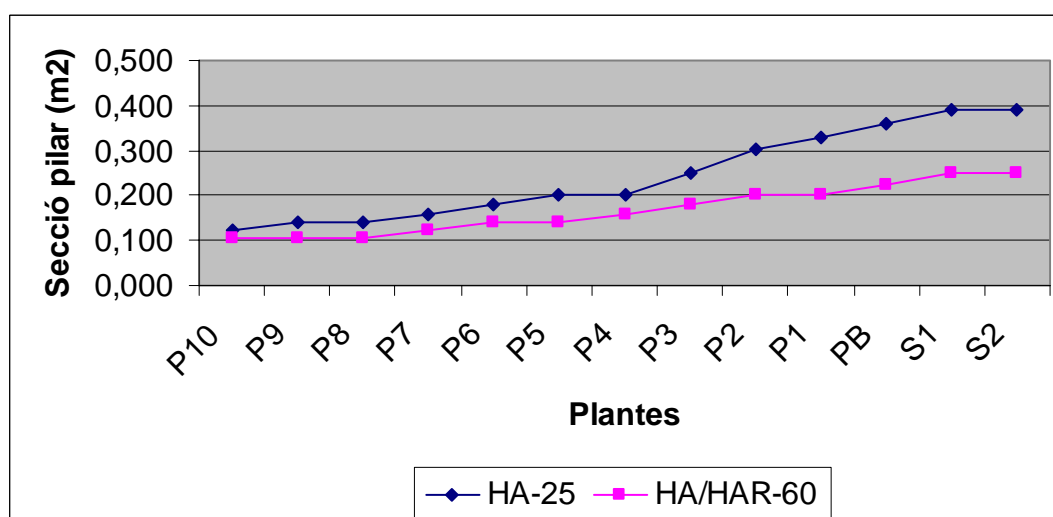


Fig. 4.3: Gràfic comparatiu de les seccions dels pilars per plantes, segons el formigó.



## 5. CONCLUSIONS

En aquest estudi s'han analitzat els beneficis que suposa la utilització dels formigons d'alta resistència en les estructures d'edificació d'una determinada dimensió i singularitat, enfocat sobre tot a la reducció dels costos econòmics quan es calculen els pilars amb formigó d'alta resistència i la resta de l'estructura amb un formigó convencional. D'aquesta manera es poden aconseguir seccions més reduïdes dels suports, majors llums entre els pilars i menor nombre d'aquests i, en conseqüència, major diafanitat i superfície útil interior de les plantes dels edificis.

A partir de l'anàlisi de les principals característiques mecàniques i del comportament dels formigons d'alta resistència aplicades a suports verticals sotmesos a compressió i la consideració dels diferents paràmetres que li són d'aplicació, tal com la resistència a del formigó, la quantia de les armadures, el nivell de sol·licitació axial i, també, els preus elementals dels materials, s'ha pogut arribar a uns resultats coherents amb els objectius pretesos en aquest treball eminentment pràctic.



Les principals conclusions a que s'ha arribat amb aquest estudi són les següents:

- En general, per el càlcul de peces amb formigons d'alta resistència, són aplicables els mateixos principis i els mètodes que s'utilitzen en el càlcul amb formigons convencionals i que s'indiquen a les normatives, si bé convé introduir petites modificacions que recullin les particularitats del formigó d'alta resistència exposades en aquest document.
- El comportament dels elements de formigó alta resistència és en general favorable, a causa principalment de les propietats mecàniques del formigó. La deformació última del formigó és menor quan més alta és la resistència i això influeix de forma definitiva en la capacitat portant dels pilars sotmesos a nivells alts de càrrega axial; això ocorre perquè el trencament de la secció es produeix per esgotament del formigó i no per inestabilitat.
- El formigó d'alta resistència incorpora una substancial millora en el comportament en servei de l'estructura, ja que es redueixen la separació i l'ample de fissura i les deformacions instantànies, total i activa.
- L'execució d'estructures amb formigons d'alta resistència en edificació queda justificat per la major senzillesa en l'execució de l'estructura, la reducció dels temps de descimbrat, ja que als 7 dies s'arriba al 80% de la resistència a 28 dies, i per la reducció del pes propi de l'estructura.
- Les bases i mètodes de càlcul utilitzats en aquest treball han proporcionat resultats coherents d'acord amb les normatives vigents i ens ha permès dimensionar l'estructura model en base a criteris de càlcul utilitzats per a formigons convencionals.
- El cost de producció d'un metre cúbic de formigó d'alta resistència és molt superior al de producció d'un formigó convencional. En aquest treball s'ha pogut justificar que, tot i aquest preu superior, la reducció del volum de formigó utilitzat en els pilars de secció inferior, juntament amb una disminució considerable de les quanties d'armadura es pot aconseguir una reducció aproximada del 26% en el cost global de construcció d'una estructura de formigó.
- Per a un mateix estat de càrregues i d'una mateixa distribució dels pilars, la reducció de les dimensions pròpies dels pilars a causa de la utilització de formigó d'alta resistència en els pilars en front de formigó convencional pot suposar una reducció mitjana de la superfície d'un 30%. Això per redundar en un augment dels beneficis per l'augment de la superfície útil destinada a l'ús d'habitatge o oficines.
- Tot i que l'actual normativa del formigó incorpora als formigons d'alta resistència com a formigons convencionals (amb les seves singularitats), les principals plantes de formigó consultades no es troben actualment preparades i suficientment documentades per a la producció d'aquest material per a l'ús en edificació.

## ANNEX 1. ARMADURA DEL PILAR S, AMB FORMIGÓ HA/HAR-60

A partir de les formulacions exposades en l'apartat 3.8, s'han confeccionat les següents taules amb les quals obtenim les armadures per al pilar S en cada planta:

Planta P10, Pilar S: P10,S									
Dimensió pilar		Secció pilar	Tipus de formigó		Càrr. Normal		Flector (kN·m)		Superf
a (mm)	b (mm)	S (mm2)	HA/HAR (N/mm2)		N (kN)		Mx-x	My-y	A (m2)
300	350	105.000,00	60		759,00		138,12		36,00
v =	0,18	μ = 0,09	α1 =	-0,204	α2 =	2,646	α3 =	2,014	ω = <b>0,0584</b>
AS, total (mm2)		AS, total/4 (mm2)	AS, longØ12 (mm2)		Núm. Barres		Barres totals		AS, efectiva (mm2)
613,12		153,28	113,04		3		8		<b>904,32</b>
Comprovació quanties d'acer									
Quantia mínima geomètrica, $A_{s, \min} > A_c \cdot 0,004$ [mm2]						420,00		Compleix	
Quantia mecànica, condició de mínim, $A_{s, \min} > 0,1$ (Nd/f <sub>yd</sub> )						189,75		Compleix	
Quantia mecànica, condició de màxim, $A_{s, \max} < 0,06 A_c$						6300,00		Compleix	
Comprovació separació entre barres longitudinals									
r <sub>mec</sub> =	41	> Ølong	> 1,25 TMA	< 250 mm	> 20 mm				
Cara =	300	Correcte	Correcte	Correcte	Correcte				
S <sub>barres</sub> =	<b>109</b>								

Taula A1. I: Càlcul armadura Pilar S, planta P10.

Planta P9, Pilar S: P9,S										
Dimensió pilar		Secció pilar		Tipus de formigó		Càrr. Normal		Flector (kN·m)		Superf
a (mm)	b (mm)	S (mm2)		HA/HAR (N/mm2)		N (kN)		Mx-x	My-y	A (m2)
300	350	105.000,00		60		1.518,00		138,12		36,00
v =	0,36	μ =	0,09	α1 =	-0,276	α2 =	2,74	α3 =	2,188	ω = <b>-0,0249</b>
AS, total (mm2)		AS, total/4 (mm2)		AS, longØ12 (mm2)		Núm. Barres		Barres totals		AS, efectiva (mm2)
-261,93		-65,48		113,04		3		8		<b>904,32</b>
Comprovació quanties d'acer										
Quantia mínima geomètrica, AS, min > Ac · 0,004 [mm2]							420,00		Compleix	
Quantia mecànica, condició de mínim, AS,min > 0,1 (Nd/fyd)							379,50		Compleix	
Quantia mecànica, condició de màxim, AS, max < 0,06 Ac							6300,00		Compleix	
Comprovació separació entre barres longitudinals										
r <sub>mec</sub> =	41	> Ølong		> 1,25 TMA		< 250 mm		> 20 mm		
Cara =	300	Correcte		Correcte		Correcte		Correcte		
S <sub>barres</sub> =	<b>109</b>									

Taula A1. II: Càlcul armadura Pilar S, planta P9.

Planta P8, Pilar S: P8,S										
Dimensió pilar		Secció pilar		Tipus de formigó		Càrr. Normal		Flector (kN·m)		Superf
a (mm)	b (mm)	S (mm2)		HA/HAR (N/mm2)		N (kN)		Mx-x	My-y	A (m2)
300	350	105.000,00		60		2.277,00		138,12		36,00
v =	0,54	μ =	0,09	α1 =	-0,214	α2 =	2,646	α3 =	2,356	ω = <b>0,0511</b>
AS, total (mm2)		AS, total/4 (mm2)		AS, longØ12 (mm2)		Barres cara pilar		Barres totals		AS, efectiva (mm2)
536,08		134,02		113,04		3		8		<b>904,32</b>
Comprovació quanties d'acer										
Quantia mínima geomètrica, AS, min > Ac · 0,004 [mm2]							420,00		Compleix	
Quantia mecànica, condició de mínim, AS,min > 0,1 (Nd/fyd)							569,25		Compleix	
Quantia mecànica, condició de màxim, AS, max < 0,06 Ac							6300,00		Compleix	
Comprovació separació entre barres longitudinals										
r <sub>mec</sub> =	41	> Ølong		> 1,25 TMA		< 250 mm		> 20 mm		
Cara =	300	Correcte		Correcte		Correcte		Correcte		
S <sub>barres</sub> =	<b>109</b>									

Taula A1.III: Càlcul armadura Pilar S, planta P8.

Planta P7, Pilar S: P7,S										
Dimensió pilar		Secció pilar	Tipus de formigó			Càrr. Normal		Flector (kN·m)		Superf
a (mm)	b (mm)	S (mm2)	HA/HAR (N/mm2)			N (kN)		Mx-x	My-y	A (m2)
350	350	122.500,00	60			3.036,00		138,12		36,00
v =	0,62	μ = 0,08	α1 =	-0,185	α2 =	2,695	α3 =	2,305	ω =	<b>0,0439</b>
AS, total (mm2)		AS, total/4 (mm2)	AS, longØ12 (mm2)			Barres cara pilar		Barres totals		AS, efectiva (mm2)
537,76		134,44	113,04			3		8		<b>904,32</b>
Comprovació quanties d'acer										
Quantia mínima geomètrica, $A_{s, \min} > A_c \cdot 0,004$ [mm2]							490,00		Compleix	
Quantia mecànica, condició de mínim, $A_{s, \min} > 0,1$ (Nd/fyd)							759,00		Compleix	
Quantia mecànica, condició de màxim, $A_{s, \max} < 0,06 A_c$							7350,00		Compleix	
Comprovació separació entre barres longitudinals										
r <sub>mec</sub> =	41	> Ølong	> 1,25 TMA			< 250 mm		> 20 mm		
Cara =	350	Correcte	Correcte			Correcte		Correcte		
S <sub>barres</sub> =	<b>134</b>									

Taula A1. IV: Càlcul armadura Pilar S, planta P7.

Planta P6, Pilar S: P6,S										
Dimensió pilar		Secció pilar		Tipus de formigó		Càrr. Normal		Flector (kN·m)		Superf
a (mm)	b (mm)	S (mm2)		HA/HAR (N/mm2)		N (kN)		Mx-x	My-y	A (m2)
350	400	140.000,00		60		3.796,00		138,12		36,00
v =	0,68	μ =	0,06	α1 =	-0,166	α2 =	2,758	α3 =	2,200	ω = <b>0,0055</b>
AS, total (mm2)		AS, total/4 (mm2)		AS, longØ12 (mm2)		Barres cara pilar		Barres totals		AS, efectiva (mm2)
88,07		22,02		113,04		4		12		<b>1.356,48</b>
Comprovació quanties d'acer										
Quantia mínima geomètrica, AS, min > Ac · 0,004 [mm2]							560,00		Compleix	
Quantia mecànica, condició de mínim, AS,min > 0,1 (Nd/fyd)							949,00		Compleix	
Quantia mecànica, condició de màxim, AS, max < 0,06 Ac							8400,00		Compleix	
Comprovació separació entre barres longitudinals										
r <sub>mec</sub> =	41	> Ølong		> 1,25 TMA		< 250 mm		> 20 mm		
Cara =	350	Correcte		Correcte		Correcte		Correcte		
S <sub>barres</sub> =	<b>89</b>									

Taula A1.V: Càlcul armadura Pilar S, planta P6.

Planta P5, Pilar S: P5,S									
Dimensió pilar		Secció pilar	Tipus de formigó		Càrr. Normal		Flector (kN·m)		Superf
a (mm)	b (mm)	S (mm2)	HA/HAR (N/mm2)		N (kN)		Mx-x	My-y	A (m2)
350	400	140.000,00	60		4.554,00		138,12		36,00
v =	0,81	μ = 0,06	α1 =	-0,082	α2 =	2,801	α3 =	1,995	ω = 0,1184
AS, total (mm2)		AS, total/4 (mm2)	AS, longØ12 (mm2)		Barres cara pilar		Barres totals		AS, efectiva (mm2)
1.905,86		476,46	113,04		6		20		2.260,80
Comprovació quanties d'acer									
Quantia mínima geomètrica, AS, min > Ac · 0,004 [mm2]						560,00		Compleix	
Quantia mecànica, condició de mínim, AS,min > 0,1 (Nd/fyd)						1138,50		Compleix	
Quantia mecànica, condició de màxim, AS max < 0,06 Ac						8400,00		Compleix	
Comprovació separació entre barres longitudinals									
r <sub>mec</sub> =	41	> Ølong	> 1,25 TMA		< 250 mm		> 20 mm		
Cara =	350	Correcte	Correcte		Correcte		Correcte		
S <sub>barres</sub> =	54								

Taula A1.VI: Càlcul armadura Pilar S, planta P5.

Planta P4, Pilar S: P4,S									
Dimensió pilar		Secció pilar	Tipus de formigó		Càrr. Normal		Flector (kN·m)		Superf
a (mm)	b (mm)	S (mm2)	HA/HAR (N/mm2)		N (kN)		Mx-x	My-y	A (m2)
400	400	160.000,00	60		5.313,00		138,12		36,00
v =	0,83	μ = 0,05	α1 =	-0,066	α2 =	2,803	α3 =	1,965	ω = 0,1067
AS, total (mm2)		AS, total/4 (mm2)	AS, longØ12 (mm2)		Barres cara pilar		Barres totals		AS, efectiva (mm2)
1.963,77		490,94	113,04		6		20		2.260,80
Comprovació quanties d'acer									
Quantia mínima geomètrica, AS, min > Ac · 0,004 [mm2]						640,00		Compleix	
Quantia mecànica, condició de mínim, AS,min > 0,1 (Nd/fyd)						1328,25		Compleix	
Quantia mecànica, condició de màxim, AS, max < 0,06 Ac						9600,00		Compleix	
Comprovació separació entre barres longitudinals									
r <sub>mec</sub> =	41	> Ølong	> 1,25 TMA		< 250 mm		> 20 mm		
Cara =	400	Correcte	Correcte		Correcte		Correcte		
S <sub>barres</sub> =	64								

Taula A1.VII: Càlcul armadura Pilar S, planta P4.

Planta P3, Pilar S: P3,S										
Dimensió pilar		Secció pilar	Tipus de formigó			Càrr. Normal		Flector (kN·m)		Superf
a (mm)	b (mm)	S (mm2)	HA/HAR (N/mm2)			N (kN)		Mx-x	My-y	A (m2)
400	450	180.000,00	60			6.072,00		138,12		36,00
v =	0,84	μ = 0,04	α1 =	-0,058	α2 =	2,804	α3 =	1,950	ω =	<b>0,0769</b>
AS, total (mm2)		AS, total/4 (mm2)	AS, longØ12 (mm2)		Barres cara pilar		Barres totals		AS, efectiva (mm2)	
1.591,93		397,98	113,04		6		20		<b>2.260,80</b>	
Comprovació quanties d'acer										
Quantia mínima geomètrica, AS, min > Ac · 0,004 [mm2]							720,00		Compleix	
Quantia mecànica, condició de mínim, AS,min > 0,1 (Nd/fyd)							1518,00		Compleix	
Quantia mecànica, condició de màxim, AS max < 0,06 Ac							10800,00		Compleix	
Comprovació separació entre barres longitudinals										
r <sub>mec</sub> =	41	> Ølong	> 1,25 TMA		< 250 mm		> 20 mm			
Cara =	400	Correcte	Correcte		Correcte		Correcte			
S <sub>barres</sub> =	<b>64</b>									

Taula A1.VIII: Càlcul armadura Pilar S, planta P3.

Planta P2 Pilar S: P2,S										
Dimensió pilar		Secció pilar	Tipus de formigó			Càrr. Normal		Flector (kN·m)		Superf
a (mm)	b (mm)	S (mm2)	HA/HAR (N/mm2)			N (kN)		Mx-x	My-y	A (m2)
450	450	202.500,00	60			6.831,00		138,12		36,00
v =	0,84	μ = 0,04	α1 =	-0,058	α2 =	2,810	α3 =	1,950	ω =	<b>0,059</b>
AS, total (mm2)		AS, total/4 (mm2)	AS, longØ12 (mm2)		Barres cara pilar		Barres totals		AS, efectiva (mm2)	
1.372,88		343,22	113,04		6		20		<b>2.260,80</b>	
Comprovació quanties d'acer										
Quantia mínima geomètrica, AS, min > Ac · 0,004 [mm2]							810,00		Compleix	
Quantia mecànica, condició de mínim, AS,min > 0,1 (Nd/fyd)							1707,75		Compleix	
Quantia mecànica, condició de màxim, AS, max < 0,06 Ac							12150,00		Compleix	
Comprovació separació entre barres longitudinals										
r <sub>mec</sub> =	41	> Ølong	> 1,25 TMA		< 250 mm		> 20 mm			
Cara =	450	Correcte	Correcte		Correcte		Correcte			
S <sub>barres</sub> =	<b>74</b>									

Taula A1.XIX: Càlcul armadura Pilar S, planta P2.

Planta P1 Pilar S: P1,S									
Dimensió pilar		Secció pilar	Tipus de formigó		Càrr. Normal		Flector (kN·m)		Superf
a (mm)	b (mm)	S (mm2)	HA/HAR (N/mm2)		N (kN)		Mx-x	My-y	A (m2)
450	450	202.500,00	60		7.590,00		138,12		36,00
v =	0,94	μ = 0,04	α1 =	0,022	α2 =	2,810	α3 =	1,800	ω = 0,1537
AS, total (mm2)		AS, total/4 (mm2)	AS, longØ12 (mm2)		Barres cara pilar		Barres totals		AS, efectiva (mm2)
3.578,90		894,73	113,04		9		32		3.617,28
Comprovació quanties d'acer									
Quantia mínima geomètrica, AS, min > Ac · 0,004 [mm2]						810,00		Compleix	
Quantia mecànica, condició de mínim, AS,min > 0,1 (Nd/fyd)						1897,50		Compleix	
Quantia mecànica, condició de màxim, AS max < 0,06 Ac						12150,00		Compleix	
Comprovació separació entre barres longitudinals									
r <sub>mec</sub> =	41	> Ølong	> 1,25 TMA		< 250 mm		> 20 mm		
Cara =	450	Correcte	Correcte		Correcte		Correcte		
S <sub>barres</sub> =	46								

Taula A1. X: Càlcul armadura Pilar S, planta P1.

Planta PB Pilar S: PB,S									
Dimensió pilar		Secció pilar	Tipus de formigó		Càrr. Normal		Flector (kN·m)		Superf
a (mm)	b (mm)	S (mm2)	HA/HAR (N/mm2)		N (kN)		Mx-x	My-y	A (m2)
450	500	225.000,00	60		8.349,00		138,12		36,00
v =	0,93	μ = 0,03	α1 =	-0,014	α2 =	2,810	α3 =	1,815	ω = 0,0866
AS, total (mm2)		AS, total/4 (mm2)	AS, longØ12 (mm2)		Barres cara pilar		Barres totals		AS, efectiva (mm2)
2.239,81		559,95	113,04		9		32		3.617,28
Comprovació quanties d'acer									
Quantia mínima geomètrica, AS, min > Ac · 0,004 [mm2]						900,00		Compleix	
Quantia mecànica, condició de mínim, AS,min > 0,1 (Nd/fyd)						2087,25		Compleix	
Quantia mecànica, condició de màxim, AS max < 0,06 Ac						13500,00		Compleix	
Comprovació separació entre barres longitudinals									
r <sub>mec</sub> =	41	> Ølong	> 1,25 TMA		< 250 mm		> 20 mm		
Cara =	450	Correcte	Correcte		Correcte		Correcte		
S <sub>barres</sub> =	46								

Taula A1.XI: Càlcul armadura Pilar S, planta PB.

Planta S1 Pilar S: S1,S									
Dimensió pilar		Secció pilar	Tipus de fornigó		Càrr. Normal		Flector (kN·m)		Superf
a (mm)	b (mm)	S (mm2)	HA/HAR (N/mm2)		N (kN)		Mx-x	My-y	A (m2)
500	500	250.000,00	60		9.108,00		138,12		36,00
v =	0,91	μ = 0,03	α1 = 0,010	α2 =	2,810	α3 =	1,875	ω =	0,1035
AS, total (mm2)		AS,totat/4 (mm2)	AS, longØ12 (mm2)		Barres cara pilar		Barres totals		AS, efectiva (mm2)
2.976,87		744,22	113,04		9		32		3.617,28
Comprovació quanties d'acer									
Quantia mínima geomètrica, AS, min > Ac · 0,004 [mm2]							1000,00		Complex
Quantia mecànica, condició de mínim, AS,min > 0,1 (Nd/fyd)							2277,00		Complex
Quantia mecànica, condició de màxim, AS, max < 0,06 Ac							15000,00		Complex
Comprovació separació entre barres longitudinals									
r <sub>mac</sub> =	41	> Ølong	> 1,25 TMA		< 250 mm		> 20 mm		
Cara =	500	Correcte	Correcte		Correcte		Correcte		
S <sub>barres</sub> =	52								

Taula A1. XII: Càlcul armadura Pilar S, planta S1.

Planta S2 Pilar S: S2,S											
Dimensió pilar		Secció pilar	Tipus de fornigó		Càrr. Normal		Flector (kN·m)		Superf		
a (mm)	b (mm)	S (mm2)	HA/HAR (N/mm2)		N (kN)		Mx-x	My-y	A (m2)		
500	500	250.000,00	60		9.867,00		138,12		36,00		
v =	0,99	μ =	0,03	α1 =	0,065	α2 =	2,810	α3 =	1,700	ω =	0,1657
AS, total (mm2)		AS, total/4 (mm2)	AS, longØ12 (mm2)		Barres cara pilar		Barres totals		AS, efectiva (mm2)		
4.764,61		1191,15	113,04		12		44		4.973,76		
Comprovació quanties d'acer											
Quantia mínima geomètrica, AS, min > Ac · 0,004 [mm2]							1000,00		Complex		
Quantia mecànica, condició de mínim, AS,min > 0,1 (Nd/fyd)							2466,75		Complex		
Quantia mecànica, condició de màxim, AS, max < 0,06 Ac							15000,00		Complex		
Comprovació separació entre barres longitudinals											
r <sub>mac</sub> =	41	> Ølong	> 1,25 TMA		< 250 mm		> 20 mm				
Cara =	500	Correcte	Correcte		Correcte		Correcte				
S <sub>barres</sub> =	38										

Taula A1. XIII: Càlcul armadura Pilar S, planta S2.

Per simplificació en el càlcul de les quanties d'acer, s'han unificat els diàmetres de les barres en cada tram, triant barres només del diàmetre Ø12; un càlcul més específic pot arribar a ajustar millor les quanties combinant barres de diferents diàmetres per a una mateixa secció.





## ANNEX 2. ARMADURA DEL PILAR S, AMB FORMIGÓ HA-25

A partir de les formulacions exposades en l'apartat 3.8, s'han confeccionat les següents taules amb les quals obtenim les armadures per al pilar S en cada planta:

Planta P10, Pilar S: P10,S										
Dimensió pilar		Secció pilar	Tipus de formigó			Càrr. Normal		Flector (kN·m)		Superf
a (mm)	b (mm)	S (mm2)	HA (N/mm2)			N (kN)		Mx-x	My-y	A (m2)
350	350	122.500,00	25			759,00		122,89		36,00
v =	0,37	μ =	0,17	α1 =	-0,277	α2 =	2,745	α3 =	2,186	ω = <b>0,2622</b>
AS, total (mm2)		AS,totat/4 (mm2)	AS, longØ12 (mm2)			Núm. Barres		Barres totals		AS, efectiva (mm2)
1338,40		334,60	113,04			4		12		<b>1356,48</b>
Comprovació quanties d'acer										
Quantia mínima geomètrica, $A_{s, \min} > A_c \cdot 0,004$ [mm2]							490,00		Compleix	
Quantia mecànica, condició de mínim, $A_{s, \min} > 0,1$ (Nd/fyd)							189,75		Compleix	
Quantia mecànica, condició de màxim, $A_{s, \max} < 0,06 A_c$							7350,00		Compleix	
Comprovació separació entre barres longitudinals										
r <sub>mec</sub> =	41	> Ølong		> 1,25 TMA		< 250 mm		> 20 mm		
Cara =	350	Correcte		Correcte		Correcte		Correcte		
S <sub>barres</sub> =	89									

Taula A2. I: Càlcul armadura Pilar S, planta P10.

Planta P9, Pilar S: P9,S										
Dimensió pilar		Secció pilar	Tipus de formigó			Càrr. Normal		Flector (kN·m)		Superf
a (mm)	b (mm)	S (mm2)	HA (N/mm2)			N (kN)		Mx-x	My-y	A (m2)
350	400	140.000,00	25			1.518,00		122,89		36,00
v =	0,65	μ = 0,13	α1 =	-0,175	α2 =	2,726	α3 =	2,245	ω =	<b>0,2318</b>
AS, total (mm2)		AS, total/4 (mm2)	AS, longØ12 (mm2)		Núm. Barres		Barres totals		AS, efectiva (mm2)	
1.352,28		338,07	113,04		4		12		<b>1.356,48</b>	
Comprovació quanties d'acer										
Quantia mínima geomètrica, AS, min > Ac · 0,004 [mm2]							560,00		Compleix	
Quantia mecànica, condició de mínim, AS,min > 0,1 (Nd/fyd)							379,50		Compleix	
Quantia mecànica, condició de màxim, AS max < 0,06 Ac							8400,00		Compleix	
Comprovació separació entre barres longitudinals										
r <sub>mec</sub> =	41	> Ølong	> 1,25 TMA		< 250 mm		> 20 mm			
Cara =	350	Correcte	Correcte		Correcte		Correcte			
S <sub>barres</sub> =	<b>89</b>									

Taula A2. II: Càlcul armadura Pilar S, planta P9.

Planta P8, Pilar S: P8,S										
Dimensió pilar		Secció pilar	Tipus de formigó			Càrr. Normal		Flector (kN·m)		Superf
a (mm)	b (mm)	S (mm2)	HA (N/mm2)			N (kN)		Mx-x	My-y	A (m2)
350	400	140.000,00	25			2.277,00		122,89		36,00
v =	0,98	μ = 0,13	α1 =	0,054	α2 =	2,81	α3 =	1,74	ω =	<b>0,5325</b>
AS, total (mm2)		AS, total/4 (mm2)	AS, longØ16 (mm2)		Barres cara pilar		Barres totals		AS, efectiva (mm2)	
3.106,44		776,61	200,96		5		16		<b>3.215,36</b>	
Comprovació quanties d'acer										
Quantia mínima geomètrica, AS, min > Ac · 0,004 [mm2]							560,00		Compleix	
Quantia mecànica, condició de mínim, AS,min > 0,1 (Nd/fyd)							569,25		Compleix	
Quantia mecànica, condició de màxim, AS, max < 0,06 Ac							8400,00		Compleix	
Comprovació separació entre barres longitudinals										
r <sub>mec</sub> =	41	> Ølong	> 1,25 TMA		< 250 mm		> 20 mm			
Cara =	350	Correcte	Correcte		Correcte		Correcte			
S <sub>barres</sub> =	<b>67</b>									

Taula A2. III: Càlcul armadura Pilar S, planta P8.

Planta P7, Pilar S: P7,S										
Dimensió pilar		Secció pilar	Tipus de formigó			Càrr. Normal		Flector (kN·m)		Superf
a (mm)	b (mm)	S (mm2)	HA (N/mm2)			N (kN)		Mx-x	My-y	A (m2)
400	400	160.000,00	25			3.036,00		122,89		36,00
v =	1,14	μ =	0,11	α1 =	0,196	α2 =	2,8	α3 =	1,536	ω = <b>0,6022</b>
AS, total (mm2)		AS, total/4 (mm2)	AS, longØ16 (mm2)			Barres cara pilar		Barres totals		AS, efectiva (mm2)
4.014,64		1003,66	200,96			6		20		<b>4.019,20</b>
Comprovació quanties d'acer										
Quantia mínima geomètrica, AS, min > Ac · 0,004 [mm2]							640,00		Compleix	
Quantia mecànica, condició de mínim, AS,min > 0,1 (Nd/fyd)							759,00		Compleix	
Quantia mecànica, condició de màxim, AS, max < 0,06 Ac							9600,00		Compleix	
Comprovació separació entre barres longitudinals										
r <sub>mec</sub> =	41	> Ølong		> 1,25 TMA		< 250 mm		> 20 mm		
Cara =	400	Correcte		Correcte		Correcte		Correcte		
S <sub>barres</sub> =	<b>64</b>									

Taula A2. IV: Càlcul armadura Pilar S, planta P7.

Planta P6, Pilar S: P6,S										
Dimensió pilar		Secció pilar	Tipus de formigó			Càrr. Normal		Flector (kN·m)		Superf
a (mm)	b (mm)	S (mm2)	HA (N/mm2)			N (kN)		Mx-x	My-y	A (m2)
400	450	180.000,00	25			3.796,00		122,89		36,00
v =	1,27	μ =	0,09	α1 =	0,320	α2 =	2,793	α3 =	1,393	ω = 0,6503
AS, total (mm2)		AS, total/4 (mm2)	AS, longØ16 (mm2)			Barres cara pilar		Barres totals		AS, efectiva (mm2)
5.609,23		1402,31	200,96			8		28		5.626,88
Comprovació quanties d'acer										
Quantia mínima geomètrica, AS, min > Ac · 0,004 [mm2]							720,00		Compleix	
Quantia mecànica, condició de mínim, AS,min > 0,1 (Nd/fyd)							949,00		Compleix	
Quantia mecànica, condició de màxim, AS, max < 0,06 Ac							10800,00		Compleix	
Comprovació separació entre barres longitudinals										
rmec =	41	> Ølong	> 1,25 TMA		< 250 mm		> 20 mm			
Cara =	400	Correcte	Correcte		Correcte		Correcte			
Sbarres =	45									

Taula A2. V: Càlcul armadura Pilar S, planta P6.

Planta P5, Pilar S: P5,S									
Dimensió pilar		Secció pilar	Tipus de formigó		Càrr. Normal		Flector (kN·m)		Superf
a (mm)	b (mm)	S (mm2)	HA (N/mm2)		N (kN)		Mx-x	My-y	A (m2)
450	450	202.500,00	25		4.554,00		122,89		36,00
v =	1,35	μ = 0,08	α1 =	0,395	α2 =	2,785	α3 =	1,315	ω = 0,7048
AS, total (mm2)		AS, total/4 (mm2)	AS, longØ16 (mm2)		Barres cara pilar		Barres totals		AS, efectiva (mm2)
6.838,67		1709,67	200,96		10		36		7.234,56
Comprovació quanties d'acer									
Quantia mínima geomètrica, AS, min > Ac · 0,004 [mm2]						810,00		Compleix	
Quantia mecànica, condició de mínim, AS,min > 0,1 (Nd/fyd)						1138,50		Compleix	
Quantia mecànica, condició de màxim, AS max < 0,06 Ac						12150,00		Compleix	
Comprovació separació entre barres longitudinals									
r <sub>mec</sub> =	41	> Ølong	> 1,25 TMA		< 250 mm		> 20 mm		
Cara =	450	Correcte	Correcte		Correcte		Correcte		
S <sub>barres</sub> =	41								

Taula A2. VI: Càlcul armadura Pilar S, planta P5.

Planta P4, Pilar S: P4,S										
Dimensió pilar		Secció pilar	Tipus de formigó			Càrr. Normal		Flector (kN·m)		Superf
a (mm)	b (mm)	S (mm2)	HA (N/mm2)			N (kN)		Mx-x	My-y	A (m2)
450	500	225.000,00	25			5.313,00		122,89		36,00
v =	1,42	μ = 0,07	α1 =	0,460	α2 =	2,778	α3 =	1,254	ω =	<b>0,7249</b>
AS, total (mm2)		AS,tctal/4 (mm2)	AS, longØ20 (mm2)		Barres cara pilar		Barres totals		AS, efectiva (mm2)	
7.815,28		1953,82	314		8		28		<b>8.792,00</b>	
Comprovació quanties d'acer										
Quantia mínima geomètrica, AS, min > Ac · 0,004 [mm2]							900,00		Compleix	
Quantia mecànica, condició de mínim, AS,min > 0,1 (Nd/fyd)							1328,25		Compleix	
Quantia mecànica, condició de màxim, AS, max < 0,06 Ac							13500,00		Compleix	
Comprovació separació entre barres longitudinals										
r <sub>mec</sub> =	41	> Ølong	> 1,25 TMA		< 250 mm		> 20 mm			
Cara =	450	Correcte	Correcte		Correcte		Correcte			
S <sub>barres</sub> =	<b>53</b>									

Taula A2. VII: Càlcul armadura Pilar S, planta P4.

Planta P3, Pilar S: P3,S										
Dimensió pilar		Secció pilar		Tipus de formigó		Càrr. Normal		Flector (kN·m)		Superf
a (mm)	b (mm)	S (mm2)		HA/HAR (N/mm2)		N (kN)		Mx-x	My-y	A (m2)
500	500	250.000,00		25		6.072,00		122,89		36,00
v =	1,46	μ =	0,06	α1 =	0,500	α2 =	2,774	α3 =	1,222	ω = <b>0,7314</b>
AS, total (mm2)		AS, total/4 (mm2)		AS, longØ20 (mm2)		Barres cara pilar		Barres totals		AS, efectiva (mm2)
8.761,19		2190,30		314,00		8		28		<b>8.792,00</b>
Comprovació quanties d'acer										
Quantia mínima geomètrica, AS, min > Ac · 0,004 [mm2]							1000,00		Compleix	
Quantia mecànica, condició de mínim, AS,min > 0,1 (Nd/fyd)							1518,00		Compleix	
Quantia mecànica, condició de màxim, AS, max < 0,06 Ac							15000,00		Compleix	
Comprovació separació entre barres longitudinals										
r <sub>mec</sub> =	41	> Ølong		> 1,25 TMA		< 250 mm		> 20 mm		
Cara =	500	Correcte		Correcte		Correcte		Correcte		
S <sub>barres</sub> =	<b>60</b>									

Taula A2. VIII: Càlcul armadura Pilar S, planta P3.

Planta P2, Pilar S: P2,S										
Dimensió pilar		Secció pilar		Tipus de formigó		Càrr. Normal		Flector (kN·m)		Superf
a (mm)	b (mm)	S (mm2)		HA/HAR (N/mm2)		N (kN)		Mx-x	My-y	A (m2)
550	550	302.500,00		25		6.831,00		122,89		36,00
v =	1,35	μ =	0,04	α1 =	0,395	α2 =	2,785	α3 =	1,315	ω = <b>0,5748</b>
AS, total (mm2)		AS, total/4 (mm2)		AS, longØ20 (mm2)		Barres cara pilar		Barres totals		AS, efectiva (mm2)
8.331,15		2082,79		314,00		8		28		<b>8.792,00</b>
Comprovació quanties d'acer										
Quantia mínima geomètrica, AS, min > Ac · 0,004 [mm2]							1210,00		Compleix	
Quantia mecànica, condició de mínim, AS,min > 0,1 (Nd/fyd)							1707,75		Compleix	
Quantia mecànica, condició de màxim, AS, max < 0,06 Ac							18150,00		Compleix	
Comprovació separació entre barres longitudinals										
r <sub>mec</sub> =	41	> Ølong		> 1,25 TMA		< 250 mm		> 20 mm		
Cara =	550	Correcte		Correcte		Correcte		Correcte		
S <sub>barres</sub> =	<b>67</b>									

Taula A2. XIX: Càlcul armadura Pilar S, planta P2.

Planta P1 Pilar S: P1,S										
Dimensió pilar		Secció pilar	Tipus de formigó			Càrr. Normal		Flector (kN·m)		Superf
a (mm)	b (mm)	S (mm2)	HA (N/mm2)			N (kN)		Mx-x	My-y	A (m2)
550	600	330.000,00	25			7.590,00		122,89		36,00
v =	1,38	μ = 0,04	α1 =	0,422	α2 =	2,782	α3 =	1,288	ω =	<b>0,5814</b>
AS, total (mm2)		AS, total/4 (mm2)	AS, longØ20 (mm2)		Barres cara pilar		Barres totals		AS, efectiva (mm2)	
9.193,79		2298,45	314,00		9		32		<b>10.048,00</b>	
Comprovació quanties d'acer										
Quantia mínima geomètrica, AS, min > Ac · 0,004 [mm2]							1320,00		Compleix	
Quantia mecànica, condició de mínim, AS,min > 0,1 (Nd/fyd)							1897,50		Compleix	
Quantia mecànica, condició de màxim, AS max < 0,06 Ac							19800,00		Compleix	
Comprovació separació entre barres longitudinals										
r <sub>mec</sub> =	41	> Ølong	> 1,25 TMA		< 250 mm		> 20 mm			
Cara =	550	Correcte	Correcte		Correcte		Correcte			
S <sub>barres</sub> =	<b>59</b>									

Taula A2. X: Càlcul armadura Pilar S, planta P1.

Planta PB Pilar S: PB,S									
Dimensió pilar		Secció pilar	Tipus de formigó		Càrr. Normal		Flector (kN·m)		Superf
a (mm)	b (mm)	S (mm2)	HA (N/mm2)		N (kN)		Mx-x	My-y	A (m2)
600	600	360.000,00	25		8.349,00		122,89		36,00
v =	1,39	μ = 0,03	α1 =	0,425	α2 =	2,781	α3 =	1,279	ω = <b>0,5697</b>
AS, total (mm2)		AS, total/4 (mm2)	AS, longØ20 (mm2)		Barres cara pilar		Barres totals		AS, efectiva (mm2)
9.827,77		2456,94	314,00		9		32		<b>10.048,00</b>
Comprovació quanties d'acer									
Quantia mínima geomètrica, AS, min > Ac · 0,004 [mm2]						1440,00		Compleix	
Quantia mecànica, condició de mínim, AS,min > 0,1 (Nd/fyd)						2087,25		Compleix	
Quantia mecànica, condició de màxim, AS, max < 0,06 Ac						21600,00		Compleix	
Comprovació separació entre barres longitudinals									
r <sub>mec</sub> =	41	> Ølong	> 1,25 TMA		< 250 mm		> 20 mm		
Cara =	600	Correcte	Correcte		Correcte		Correcte		
S <sub>barres</sub> =	<b>65</b>								

Taula A2. XI: Càlcul armadura Pilar S, planta PB.

Planta S1 Pilar S: S1,S											
Dimensió pilar		Secció pilar	Tipus de formigó		Càrr. Normal		Flector (kN·m)		Superf		
a (mm)	b (mm)	S (mm2)	HA/HAR (N/mm2)		N (kN)		Mx-x	My-y	A (m2)		
600	650	390.000,00	25		9.108,00		122,89		36,00		
v =	1,40	μ =	0,03	α1 =	0,440	α2 =	2,780	α3 =	1,270	ω =	0,5704
AS, total (mm2)		AS,totat/4 (mm2)	AS, longØ25 (mm2)		Barres cara pilar		Barres totals		AS, efectiva (mm2)		
10.658,56		2664,64	490,63		7		24		11.775,12		
Comprovació quanties d'acer											
Quantia mínima geomètrica, $A_{s, \min} > A_c \cdot 0,004$ [mm2]							1560,00		Compleix		
Quantia mecànica, condició de mínim, $A_{s, \min} > 0,1$ (Nd/fyd)							2277,00		Compleix		
Quantia mecànica, condició de màxim, $A_{s, \max} < 0,06 A_c$							23400,00		Compleix		
Comprovació separació entre barres longitudinals											
r <sub>mac</sub> =	41	> Ølong	> 1,25 TMA		< 250 mm		> 20 mm				
Cara =	600	Correcte	Correcte		Correcte		Correcte				
S <sub>barres</sub> =	86										

Taula A2. XII: Càlcul armadura Pilar S, planta S1.

Planta S2 Pilar S: S2,S									
Dimensió pilar		Secció pilar	Tipus de formigó		Càrr. Normal		Flector (kN·m)		Superf
a (mm)	b (mm)	S (mm2)	HA/HAR (N/mm2)		N (kN)		Mx-x	My-y	A (m2)
650	650	422.500,00	25		9.867,00		122,89		36,00
v =	1,40	μ = 0,03	α1 = 0,440	α2 = 2,780	α3 = 1,270	ω = 0,5595			
AS, total (mm2)		AS, total/4 (mm2)	AS, longØ25 (mm2)		Barres cara pilar		Barres totals		AS, efectiva (mm2)
11.326,09		2831,52	490,63		7		24		11.775,12
Comprovació quanties d'acer									
Quantia mínima geomètrica, $A_{s, \min} > A_c \cdot 0,004$ [mm2]						1690,00		Compleix	
Quantia mecànica, condició de mínim, $A_{s, \min} > 0,1 (N_d/f_{yd})$						2466,75		Compleix	
Quantia mecànica, condició de màxim, $A_{s, \max} < 0,06 A_c$						25350,00		Compleix	
Comprovació separació entre barres longitudinals									
r <sub>mac</sub> =	41	> Ølong	> 1,25 TMA		< 250 mm		> 20 mm		
Cara =	650	Correcte	Correcte		Correcte		Correcte		
S <sub>barres</sub> =	95								

Taula A2. XIII: Càlcul armadura Pilar S, planta S2.

Per simplificació en el càlcul de les quanties d'acer s'han unificat els diàmetres de les barres en cada tram, triant els diàmetres de Ø12, Ø16, Ø20 i Ø25 segons requereixi; un càlcul més específic pot arribar a ajustar millor les quanties combinant barres de diferents diàmetres per a una mateixa secció.





### **ANNEX 3. PLANTES DE FORMIGÓ DEL GIRONÈS**

A tot el llarg de la província de Girona i, en concret, a la comarca objecte d'aquest estudi, el Gironès, podem trobar tot un seguit de plantes d'elaboració de formigó, amb més o menys predisposició i/o preparació per a poder subministrar formigó d'alta resistència amb unes mínimes garanties.

S'ha realitzat una enquesta a una sèrie de plantes de formigonat per si disposen d'algun tipus de formigó dins de les seves tarifes, i la majoria de vegades s'ha rebut una resposta negativa i, fins i tot en algunes ocasions, denotant una completa desconexença de l'existència d'aquests tipus de formigons; és clar que el primer contacte s'ha mantingut amb la persona responsable de la planta que, normalment, no es tracta ni molt menys d'un tècnic qualificat i coneixedor del tema i que, a més, es limita a prendre nota de les comandes de formigó, normalment del tipus HA-25 o HA-30 o, en ocasions, de formigó per dosificació (D-200), de formigó en massa (HM-20), formigó pobre o de formigó per resistència (R-100).

En vista l'actual situació de recessió econòmica i de baix nivell de construcció, s'ha posat en evidència el tancament d'algunes plantes de formigó que determinades empreses del sector tenien distribuïdes per la comarca del Gironès. Aquest baix nivell de demanda ha provocat que bàsicament les plantes de formigó se centrin en la fabricació de formigons convencionals de resistències tradicionals per a l'ambient general de la comarca, com ara l'HA-25 i l'HA-30 i que, per a d'altres resistències superiors, s'hagi de sol·licitar expressament la seva confecció.

Tot i això, quan s'ha contactat amb els tècnics comercials o amb els tècnics responsables de la planta, sí que en quasi totes les plantes consultades han demostrat conèixer aquests tipus de formigó, algunes vegades per haver subministrat formigó de determinades resistències per a les estructures i viaductes de les obres per a la línia d'alta velocitat que actualment s'està construint al llarg de la província.

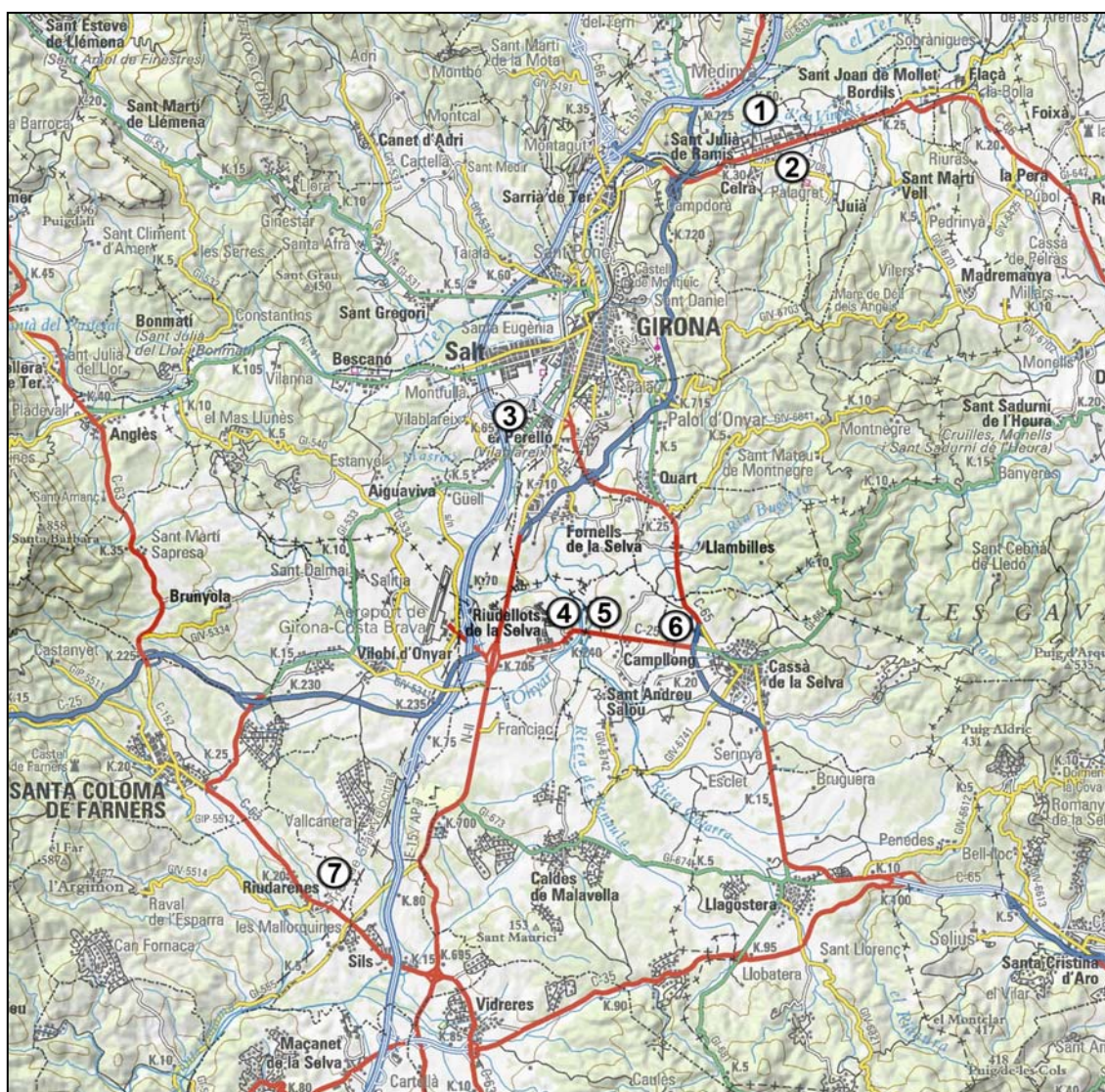


Fig. 4: Mapa del Gironès, amb situació de les principals plantes de formigó

En la figura 4 queden ubicades les principals plantes de formigó situades als voltants de la ciutat de Girona i que han estat consultades.

La relació de les plantes de formigó que s'indiquen en el mapa de la figura 4 són les següents:

**1. READYMIX ASLAND**

C. Ter, 19  
17460 Celrà  
972492937

---

**2. FORMIGONS GIRONA, SA**

Pol. Industrial Celrà, s/n  
17460 Celrà  
972493157

---

**3. FORMIGONS RUBAU PLA**

Polígon Industrial Mas Xirgu  
C. Sarrià de Ter, 28.  
17005 Girona  
972249206

---

**4. FORMINSA**

Polígon Industrial Girona. Sector Llevant  
17457 Riudellots de la Selva  
972478262

---

**5. HORMIGONES UNILAND**

Ctra. Riudellots-Cassà, km 4,00  
17457 Riudellots de la Selva  
972478194

---

**6. FORMIGONS ALSINA**

Ctra. Riudellots-Cassà, km 3,80  
17457 Campllong  
972463080

---

**7. PROMSA. CEMENTOS MOLINS**

Afores, s/n  
17421 Riudarenes  
972856375

---

Els preus oferts per quasi totes les plantes per a l'elaboració i subministrament d'un formigó d'alta resistència varien en funció de les limitacions pròpies de cada planta (disponibilitat de silos), dels costos en el subministrament dels àrids de tipus granític per a la confecció d'aquest tipus de formigó, de la repercussió dels additius, segons els fabricants que treballen en cada cas i, sobretot, del volum dels elements a formigonar que, en el nostre cas es tracta d'un volum no massa considerable, ja que només formigonaríem els pilars i, a més, amb poques quantitats per a cada vegada que encarreguéssim el material.

Com a mitjana, i als efectes d'aquest estudi hem considerat els següents costos indicats a la taula A3. I, i que resulten ser una mitjana dels preus indicats pels diferents subministradors, tant per a formigó convencional HA-25 com per a formigó d'alta resistència HA/HAR-60. Paradoxalment i a causa, en bona part, de l'actual situació de crisi en el sector de la construcció, els preus resultants són bastant baixos si els comparem amb els que hom va tenir l'oportunitat de consultar a les mateixes empreses subministradores ara fa un parell d'anys.

<b>Preus dels formigons</b>	
<b>HA-25</b>	<b>HA/HAR-60</b>
65,00 €/m <sup>3</sup>	90,00 €/m <sup>3</sup>

Taula A3. I. Preus mitjans del formigó a la comarca del Gironès

## **ANNEX 4. JUSTIFICACIÓ DE PREUS**

En aquest annex queden justificats els preus unitaris que s'ha utilitzat per a la valoració econòmica objecte d'aquest treball.

Els preus elementals del formigó han estat obtinguts en base a les consultes realitzades a les diferents plantes de subministrament de formigó indicades en l'annex 3 d'aquest document i és el resultat de la mitjana dels preus informats pels tècnics i comercials de les diferents plantes. Aquests preus varien en funció de les disponibilitats de producció de cada planta però, tot i això, vénen a resultar d'un cost similar.

En quant a l'acer per a armadura passiva, pràcticament tota la ferralla prové d'un mateix magatzem subministrador (Ferrallats Armangué), així que el preu considerat és el que ens ha informat aquest magatzem.

Cal tenir en compte que l'actual situació de recessió econòmica ha provocat un important ajust a la baixa en els preus elementals dels materials i que es tradueix en uns

costos inferiors als de fa un parell d'anys i en una uniformitat dels preus molt similars entre les plantes de producció del formigó.

La resta dels materials (encofrats) i els rendiments de la ma d'obra els hem obtingut de les bases de preus de l'Institut de Tecnologia de la Construcció (ITeC) i, en concret, del Banc BEDEC 2009, Edificació.

N. UT	Descripció	Preu	Rendiment	Import
2. m3	Formigó per a pilars, HA-25/B/20/IIa, de consistència tova i grandària màxima del granulat 20 mm, abocat amb cubilot			<b>102,48 €</b>
h	Oficial 1ª	23,02 €/h	0,4000	9,2080 €
h	Manobre	19,25 €/h	1,3000	25,0250 €
m3	Formigó HA-25/B/20/IIa, de consistència tova i grandària màxima del granulat 20 mm, apte per a classe d'exposició IIa	65,00 €/h	1,0500	68,2500 €

N. UT	Descripció	Preu	Rendiment	Import
2. m3	Formigó per a pilars, HA-25/B/20/IIa, de consistència tova i grandària màxima del granulat 20 mm, abocat amb cubilot			<b>102,48 €</b>
h	Oficial 1ª	23,02 €/h	0,4000	9,2080 €
h	Manobre	19,25 €/h	1,3000	25,0250 €
m3	Formigó HA-25/B/20/IIa, de consistència tova i grandària màxima del granulat 20 mm, apte per a classe d'exposició IIa	65,00 €/h	1,0500	68,2500 €

N. UT	Descripció	Preu	Rendiment	Import
3. m2	Muntatge i desmuntatge d'encorat amb plafons metàl·lics per a pilars de secció rectangular, per a revestir, d'alçàra fins a 3 m			<b>19,22 €</b>
h	Oficial 1ª encfrador	23,02 €/h	0,3800	8,7476 €
h	Ajudant encofrador	20,44 €/h	0,4200	8,5848 €
cu	Puntal metàl·lic telescòpic de per a 3 m i 150 usos	8,40 €/cu	0,0110	0,0924 €
m2	Plafó metàl·lic de 300x80 cm per a 50 usos	1,12 €/m2	1,2000	1,3440 €
l	Desencofrant	2,51 €/l	0,0800	0,2008 €
ut	Part proporcional d'elements auxiliars per a plafons metàl·lics de 300x80 cm	0,25 €/ut	1,0000	0,2500 €

N. UT	Descripció	Preu	Rendiment	Import
4. kg	Acer en barres corrugades B-500 SD, de límit elàstic > 500 N/mm2, per a l'armadura de pilars			<b>1,12 €</b>
h	Oficial 1ª ferrallista	23,02 €/h	0,0080	0,1842 €
h	Ajudant de ferrallista	20,44 €/h	0,0080	0,1635 €
kg	Filferro recuit de diàmetre 1,3 mm	1,10 €/kg	0,0050	0,0055 €
kg	Acer en barres corrugades elaborat a l'obra i manipulat a taller, B-500 SD, de límit elàstic > 500 N/mm2,	0,75 €/kg	1,0200	0,7650 €

N. UT	Descripció	Preu	Rendiment	Import
5. m2	Sostre nervat unidireccional de 36+5 cm de cantell, amb cassetons de morter de ciment amb una quantia de 1,60 m2/m2 de sostre, intereixos a 0,90 m, amb una quantia de 24 kg/m2 d'acer en barres corrugades B-500 SD, acer B-500 T en malles electrosoldades 15x30 cm Ø6 mm, i una quantia de 0,20 m3/m2 de formigó HA-25/P/20/IIa, abocat amb cubilot			<b>109,25 €</b>
h	Oficial 1ª	23,02 €/h	0,2200	5,0644 €
h	Manobre	20,44 €/h	0,9500	19,4180 €
h	Oficial 1ª encofrador	23,02 €/h	0,6400	14,7328 €
h	Ajudant encofrador	20,44 €/h	0,4200	8,5848 €
h	Oficial 1ª ferrallista	23,02 €/h	0,0200	0,4604 €
h	Ajudant ferallista	20,44 €/h	0,1800	3,6792 €
m3	Formigó HA-25/P/20/IIa de consistència plàstica, grandària màxima del granulat 20 mm, apte per a classe d'exposició IIa	65,00 €/m3	0,3200	20,8000 €
ut	Cassetó per a sostre nervat de morter de ciment de 70x23 cm i 18 cm d'alçada, col·locat a doble altura	0,92 €/ut	13,0000	11,9600 €
kg	Filferro recuit de diàmetre 1,3 mm	1,10 €/kg	0,0150	0,0165 €
kg	Acer en barres corrugades elaborat a l'obra i manipulat a taller B-500 SD, de límit elàstic > 500 N/mm2	0,75 €/kg	24,8000	18,6000 €
kg	Clau d'acer	1,20 €/kg	0,1200	0,1440 €
m	Tauló de fusta de pi per a 10 usos	0,48 €/m	0,6800	0,3264 €
m3	Llata de fusta de pi	245,00 €/m3	0,0035	0,8575 €
cu	Puntal metàl·lic telescòpic de per a 3 m i 150 usos	8,40 €/cu	0,0500	0,4200 €
m2	Tauler elaborat amb fusta de pi, de 22 mm de gruix, per a 10 usos	1,30 €/m2	1,0600	1,3780 €
m2	Perfil metàl·lic desmuntable per a suport d'encofrat de sostres, per a 25 usos	2,65 €/m2	1,0600	2,8090 €

Aquests preus descompostos s'han fet servir de base per a la valoració econòmica exposada en el capítol 3 d'aquest document.





## REFERÈNCIES

- [1] Comisión Permanente del Hormigón (CPH). *Instrucción de Hormigón Estructural EHE*. Secretaría General Técnica del Ministerio de Fomento, Madrid 1999.
- [2] Comisión Permanente del Hormigón (CPH). *Instrucción de Hormigón Estructural EHE08*. Centro de Publicaciones del Ministerio de Fomento, Madrid 2008.
- [3] Calavera, J. “*Manual de detalles constructivos en obras de hormigón armado*”. INTERMAC, Madrid 1993.
- [4] American Concrete Institute (ACI). *Building Code Requirements for structural concrete ACI 318-95*. American Concrete Institute, Detroit 1995.
- [5] Bonmatí, E. “*Comportamiento de nudos rígidos de hormigón confinado en las estructuras de edificación de hormigón armado*”. Tesina d’especialitat. ETSECCPB, Universitat Politècnica de Catalunya (UPC), Barcelona 2009.

- [6] Marí, A.R., Aguado, A. Llena, J. “*Bases de cálculo de elementos estructurales de hormigón de alta resistencia*”. 1<sup>er</sup> Symposium Nacional de Hormigón de Altas Prestaciones. Fund. Agustín de Bethencourt. ETSICCPM. Madrid 1998, pp. 449-458
- [7] Sargin, M. *Stress-strain relationships for concrete and the analysis of structural concrete sections*. Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Waterloo 1971
- [8] Popovics, S. *Concrete-making material*. McGraw, Nova York 1979.
- [9] Comisión Permanente del Hormigón (CPH). *Instrucción de Hormigón Estructural EHE08*. Centro de Publicaciones del Ministerio de Fomento, Madrid 2008, pp. 171-173.
- [10] Zangelmi, E, Marí, A, Aguado, A. “*Análisis de soportes esbeltos de hormigón de alta resistencia*”. Rev. Tribuna de la Construcción. Vol. 3. Núm. 24, Abril 1995, pp. 40-51
- [11] Comisión Permanente del Hormigón (CPH). *Instrucción de Hormigón Estructural EHE08*. Centro de Publicaciones del Ministerio de Fomento, Madrid 2008, p. 217.
- [12] Marí, A, Cladera, A R. “*Cálculo a Cortante de Elementos de Hormigón Armado y Pretensado Convencional y de Alta Resistencia*. A: *Las Estructuras del S.XXI*”. Asociación Científico-Técnica de Hormigón Estructural, 2005.
- [13] Jimenez Montoya, P, García Meseguer, A, Morán Cabré, F. “*Hormigón armado, (14<sup>a</sup> Edición basada en la EHE)*”. Editorial Gustavo Gili, SA, Barcelona 2000, pp. 136-137.
- [14] Ministerio de Vivienda. *Código Técnico de la Edificación. Documento Básico DB-AE. Seguridad estructural, acciones en la edificación*. Madrid 2006.
- [15] Jimenez Montoya, P, García Meseguer, A, Morán Cabré, F. “*Hormigón armado, (14<sup>a</sup> Edición basada en la EHE)*”. Editorial Gustavo Gili, SA, Barcelona 2000, pp. 607-628.
- [16] Jimenez Montoya, P, García Meseguer, A, Morán Cabré, F. “*Hormigón armado, (14<sup>a</sup> Edición basada en la EHE)*”. Editorial Gustavo Gili, SA, Barcelona 2000, p. 306.
- [17] Comisión Permanente del Hormigón (CPH). *Instrucción de Hormigón Estructural EHE08*. Centro de Publicaciones del Ministerio de Fomento, Madrid 2008, pp. 332-334.
- [18] Comisión Permanente del Hormigón (CPH). *Instrucción de Hormigón Estructural EHE08*. Centro de Publicaciones del Ministerio de Fomento, Madrid 2008, pp. 194-197.
- [19] Ministerio de Fomento. *Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación NCSE-02*. Centro de Publicaciones del Ministerio de Fomento, Madrid 2002.